

# ABSCHLUSSBERICHT

des Forschungsprojekts

## ENTWICKLUNG UND ABSICHERUNG PRAXISGERECHTER NÄHERUNGSVERFAHREN FÜR DIE BRANDSCHUTZTECHNISCHE BEMESSUNG VON VERBUNDBAUTEILEN

Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hosser

Dr.-Ing. Thomas Dorn

unter Mitwirkung von

Dr.-Ing. Osama El-Nesr

Juni 1993

BIBLIOTHEK  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
der Fachrichtung Bauwesen, TU Braunschweig  
Beethovenstraße 52  
D-38106 Braunschweig

Das Forschungsprojekt wurde gefördert von der Stiftung Stahlanwendungsforschung im Stifterverband für die Deutsche Wissenschaft e.V. auf Antrag der Forschungsvereinigung der Arbeitsgemeinschaft der Eisen und Metall verarbeitenden Industrie e.V. (AVIF) (vorgelegt vom Wirtschaftsverband Stahlbau und Energietechnik SET).

## INHALT

	Seite
1 Einleitung	4
2 Zielsetzung und Arbeitsplan	6
3 Vorhandene Nachweisverfahren für Verbundbauteile	9
3.1 Rechenverfahren für Verbundträger	9
3.1.1 Allgemeines	9
3.1.2 Verfahren Arbed - Jungbluth (AJ)	11
3.1.3 Verfahren von Dorn, Hass und Quast (DHQ)	13
3.1.4 Verfahren von Hass, Cajot und Schleich (HCS)	14
3.1.5 Verfahren von Dorn, Hosser, Muess und Schaumann (DHMS)	17
3.1.6 Vergleich und Bewertung der vorhandenen Rechenverfahren	18
3.2 Rechenverfahren für Verbundstützen	25
3.2.1 Allgemeines	25
3.2.2 Verfahren von Jungbluth und Gradwohl (JG)	27
3.2.3 Verfahren von Klingsch, Muess und Wittbecker (KMW)	28
3.2.4 Verfahren von Gradwohl (Gr)	31
3.2.5 Verfahren für kammerbetonierte Stahlprofilstützen nach Eurocode 4 Teil 1.2 [4]	33
3.2.6 Verfahren für runde oder quadratische betongefüllte Hohlprofilstützen nach Eurocode 4 Teil 1.2 [4]	35
3.2.7 Vergleich und Bewertung der Rechenverfahren für Stützen	35
4 Vervollständigung der experimentellen Basisdaten	42
4.1 Verbundstützen - Absicherung der Feuerwiderstands- klasse F 180	42
4.1.1 Versuchsergebnisse	42
4.1.2 Verifikation des Simulationsprogramms STABA-F für F 180-Verbundstützen	43
4.2 Verbundträger - Absicherung der Feuerwiderstands- klasse F 180	45
4.2.1 Versuchsergebnisse	45
4.2.2 Verifikation des Simulationsprogramms STABA-F für F 180-Verbundträger	47

4.3	Verbindungsmittel für Träger-Stützen- bzw. Träger-Träger-Anschlüsse	49
4.3.1	Allgemeines	49
4.3.2	Ergebnisse der Warmkriechversuche an Schweißnähten	50
4.3.3	Ergebnisse der Warmkriechversuche an Schrauben	51
4.3.3.1	Zugbeanspruchung	51
4.3.3.2	Scherbeanspruchung	53
4.3.3.3	Kombinierte Scher- und Zugbeanspruchung	56
4.3.4	Ergebnisse der Anschlußdetailbrandversuche	56
4.3.5	Schlußfolgerungen für die brandschutztechnische Bemessung	60
4.3.5.1	Schweißnähte	60
4.3.5.2	Kopfbolzendübel zur Knaggenrückverankerung	61
4.3.5.3	Schrauben	62
5	Rechnerische Untersuchung zur Analyse der mitwirkenden Plattenbreite von Verbundträgern im Brandfall	63
5.1	Beschreibung des Rechenmodells	63
5.1.1	Allgemeines	63
5.1.2	Verwendete Elemente und Diskretisierung	63
5.2	Versuchsnachrechnungen	65
5.2.1	Thermische Analyse	65
5.2.2	Statische Analyse	73
5.3	Auswertung der Versuchsnachrechnungen	79
5.3.1	Rißentwicklung	79
5.3.2	Spannungsverteilung an der Deckenoberseite	85
5.3.3	Bestimmung der "mitwirkenden Plattenbreite" im Brandfall	88
5.4	Schlußfolgerungen für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundträgern	92
6	Näherungsverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbundträgern und Anschlüssen	94
6.1	Allgemeines	94
6.2	Berechnung der plastischen Momente im Stützbereich	100
6.3	Bemessung der Anschlüsse und Verbindungsmittel	105

7	Näherungsverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbundstützen	110
7.1	Allgemeines	110
7.2	VBBV - PC-Programm zur vereinfachten brandschutztechnischen Bemessung von Verbundstützen	111
7.2.1	Theorie	111
7.2.1.1	Vereinfachungsmöglichkeiten	111
7.2.1.2	Lösungsweg	113
7.2.2	Programmbeschreibung	116
7.2.3	Verifizierung des Programms VBBV	119
7.2.4	Anwendungsgrenzen des Programms	123
7.3	FRESH - Fire RESistance of H-profiles concreted between the flanges	126
7.3.1	Grundlagen	126
7.3.2	Berechnungsgang	128
7.3.3	Absicherung des Verfahrens FRESH	143
7.3.4	Anwendungsbereich des Verfahrens	147
8	Zusammenfassung	149
9	Literaturverzeichnis	153

Anlage 1 Sonderdruck aus Stahlbau 59 (1990),  
H. 12, S. 359 - 368

## 1 EINLEITUNG

Im Industrie- und Geschosßbau hat sich die Verbundbauweise mittlerweile aufgrund der Vorteile bei der Montage durch Vorfertigung, der hohen Tragfähigkeit bei schlanken Konstruktionen und des definierten Feuerwiderstandes ohne zusätzliche Brandschutzbekleidungen als ernstzunehmende Konkurrenz zum Stahlbetonbau erwiesen [1].

Zur Förderung der Anwendung dieser Bauweise in der Praxis wurden in den achtziger Jahren umfangreiche Untersuchungen zum Brandverhalten von Verbundkonstruktionen durchgeführt (Projekt P86 der Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V. [2]). In begleitenden theoretischen Arbeiten wurden wissenschaftliche Rechenprogramme entwickelt, mit denen Brandversuche wirklichkeitsnah simuliert und auf diese Weise kostengünstige brandschutztechnische Nachweise für Verbundbauteile geführt werden können. Damit kann im Baugenehmigungsverfahren gemäß Einführungserlaß zu DIN 4102 Teil 2 die Feuerwiderstandsklasse auf der Basis übertragbarer Ergebnisse aus Brandprüfungen durch Berechnung der Bauteiltragfähigkeit im Brandfall durch eine anerkannte Prüfstelle nachgewiesen werden.

Im Zuge der europäischen Harmonisierung sollen rechnerische Verfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Bauteilen in den sog. Eurocodes geregelt und in absehbarer Zeit auch bauaufsichtlich eingeführt werden. Neben "exakten" wissenschaftlichen Rechenprogrammen zur Simulation von Brandversuchen werden dabei auch vereinfachte Berechnungsmethoden zugelassen, die dem Tragwerksplaner (auch ohne detaillierte Brandschutzkenntnisse) die Möglichkeit bieten sollen, das Brandverhalten seiner Konstruktion rechnerisch nachzuweisen.

Die bislang vorgestellten vereinfachten Rechenverfahren unterliegen jedoch zum Teil noch Einschränkungen hinsichtlich ihres Anwendungsspektrums, indem sie nur für bestimmte Querschnittstypen, ausgewählte Feuerwiderstandsdauern und vorgegebene Belastungsanordnungen gültig und abgesichert sind.

Die Forschungsvereinigung der Arbeitsgemeinschaft der Eisen und Metall verarbeitenden Industrie e.V. (AVIF) förderte unter der Nummer Projekt A39 (S 24/2/91) ein Forschungsvorhaben mit dem Kurztitel "Bemessungsverfahren für brandbeanspruchte Verbundbauteile", über das hier berichtet wird. Mit diesem Vorhaben sollten die noch bestehenden experimentellen Lücken bei den Brandschutznachweisen von Verbundbauteilen geschlossen, vorhandene vereinfachte Nachweisverfahren abgesichert und erforderlichenfalls verbesserte Berechnungsmethoden bereitgestellt werden. Die im Forschungsprogramm P86 der Studiengesellschaft gewonnenen Erkenntnisse sollten hierdurch abgerundet und für eine breite praktische Anwendung aufbereitet werden.

## 2 ZIELSETZUNG UND ARBEITSPLAN

Gesamtziel des Forschungsvorhabens war die Weiter- bzw. Neuentwicklung und experimentelle Absicherung rechnerischer Näherungsverfahren für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundstützen und -trägern. Damit sollte die Lücke zwischen der für die Praxis vielfach zu groben Klassifizierung mit Bemessungstabellen über Mindestquerschnittsabmessungen nach DIN 4102 Teil 4 [3] bzw. Eurocode 4 [4] und den zu aufwendigen, dem Praktiker nicht zugänglichen wissenschaftlichen Rechenprogrammen geschlossen werden.

Im einzelnen sollten die vorhandenen Näherungsverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbundstützen, Verbundträgern und Anschlüssen erfaßt und hinsichtlich ihres Anwendungsbereichs und ihrer experimentellen Absicherung bewertet werden. Daraufhin war festzulegen, welche Verfahren weiterentwickelt bzw. weiter abgesichert werden müssen und wo eine Neuentwicklung unumgänglich ist. Die Belange und Anforderungen der ausführenden Industrie standen dabei im Vordergrund: die Näherungsverfahren sollten dem Anwender eine bauaufsichtlich akzeptierte, wirtschaftlich optimierte Dimensionierung von Verbundbauteilen ermöglichen.

Für die vereinfachten brandschutztechnischen Nachweisverfahren wurde folgendes Anforderungsprofil festgelegt:

- Sie sollen für alle Feuerwiderstandsklassen von F 30 bis F 180 gültig sein.
- Die Bemessung von Verbundstützen soll für zentrische und exzentrische Beanspruchung möglich sein.
- Verbundträger müssen als Einfeld- und als Durchlaufträger bemessen werden können.
- Die Anschlüsse müssen ebenfalls rechnerisch ausgelegt werden können.

- Der rechnerische Nachweis soll das Sicherheitsniveau der DIN 4102 Teil 2 (09.77) bewahren.
- Die Verfahren sollen in der täglichen Bemessungspraxis handhabbar und auf PC anwendbar sein.
- Die Verfahren müssen so abgesichert sein, daß die bauaufsichtlich akzeptiert werden und mittelfristig Gutachtliche Stellungnahmen in der Mehrzahl der Anwendungsfälle entbehrlich machen.

Zur Vervollständigung der experimentellen Basis wurden einige ergänzende Brandversuche vorgesehen:

- zwei Versuche an Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen mit Auslegung auf die Feuerwiderstandsklasse F 180 und
- vier Versuche an Verbundträgern zur Absicherung der Feuerwiderstandsklasse F 180 und zur Gewinnung weiterer experimenteller Daten im Zusammenhang mit der mitwirkenden Plattenbreite im Brandfall.

Mit den Ergebnissen aus diesen Brandversuchen sollte das im iBMB entwickelte "exakte" Rechenprogramm STABA-F [5], das als Grundlage zur Herleitung und Absicherung der Näherungsverfahren dienen soll, im Bereich bis 180 Minuten Branddauer verifiziert werden.

Die Größe der mitwirkenden Plattenbreite bei Verbundträgern mußte bei der Berechnung des Brandwiderstandes bislang aufgrund fehlender systematischer Versuche stark auf der sicheren Seite liegend angenommen werden. Deshalb sollten auch zu diesem Aspekt Brandversuche durchgeführt werden, um die notwendigen Voraussetzungen für den Ansatz einer größeren mitwirkenden Breite im Brandfall abzuklären und ggf. durch Einsparung von Brandschutzbewehrung die Wirtschaftlichkeit der Konstruktion zu steigern.

Für eine gezielte brandschutztechnische Bemessung der Anschlüsse von Verbundträgern an Stützen bzw. an andere Träger fehlten bisher



experimentell belegte Angaben über die kritischen Temperaturen von Verbindungsmitteln wie Schrauben und Schweißnähte. Aus diesem Grund wurden in das Forschungsvorhaben Untersuchungen zur Anschlußproblematik aufgenommen. Dabei sollte zunächst das Last-Verformungsverhalten von Schweißnähten unter Schubbeanspruchung und von Schrauben unter Schub-, Zug- und kombinierter Beanspruchung in Warmkriechversuchen untersucht werden. Zur Überprüfung der Übertragbarkeit der dabei gewonnenen Erkenntnisse auf Anschlußkonstruktionen von Verbundbauteilen sollten acht weitere Anschlußdetailbrandversuche durchgeführt werden. Das Ziel dieser Untersuchung war, der Praxis Konstruktionsangaben und Bemessungsgrundlagen für eine wirtschaftlich optimierte Bemessung der Anschlüsse für alle Feuerwiderstandsklassen zur Verfügung zu stellen.

Die Abwicklung des Forschungsvorhabens erfolgte nach folgendem Arbeitsplan:

- Literaturstudium, Zusammenstellung und Überprüfung vorhandener Bemessungsverfahren,
- Planung und Durchführung der Materialuntersuchungen an Verbindungsmitteln,
- Planung und Durchführung der Brandversuche an Verbundstützen, Verbundträgern und Anschlußdetailkonstruktionen,
- Absicherung des "exakten" Rechenprogramms STABA-F für die Feuerwiderstandsklasse F 180 durch Nachrechnung der Brandversuche,
- Rechnerische Untersuchung zur Analyse der mitwirkenden Plattenbreite von Verbundträgern im Brandfall,
- Weiter- bzw. Neuentwicklung der vereinfachten Rechenverfahren für Verbundstützen, -träger und Anschlüsse,
- Dokumentation und Berichterstattung.

### 3 VORHANDENE NACHWEISVERFAHREN FÜR VERBUNDBAUTEILE

#### 3.1 Rechenverfahren für Verbundträger

##### 3.1.1 Allgemeines

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens werden vornehmlich Verbundträger aus Stahlprofilen mit schubfest angeschlossener Stahlbetondecke behandelt, deren Profilkammern aus Gründen des Brandschutzes ausbetoniert sind. Alternativ kann die im Verbund liegende Deckenplatte auch als Verbunddecke aus Stahlprofilblechen mit engen, hinterschnittenen Sicken (Holorib, Hoesch o.ä.) ausgebildet werden. Der Kammerbeton wird im Regelfall mit einer zusätzlichen Längsbewehrung versehen, die nur Brandschutzfunktion erfüllt und im Kaltzustand nicht zur Tragfähigkeit herangezogen wird. Ein typischer Querschnitt eines so ausgeführten Verbundträgers ist in Bild 3.1 dargestellt.

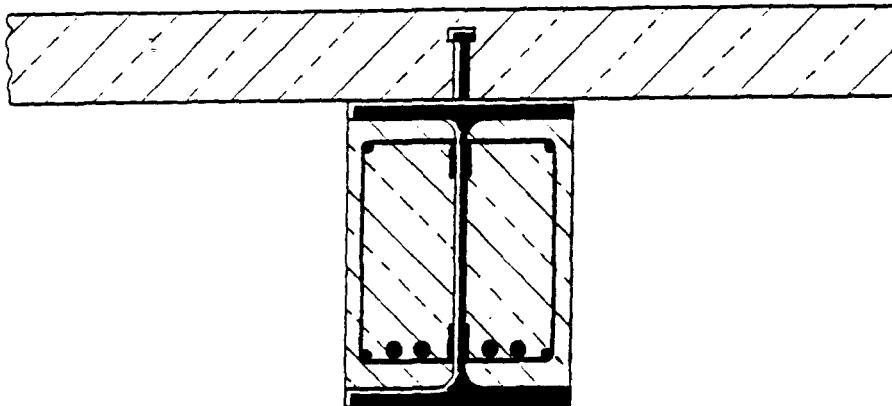


Bild 3.1 Verbundträger mit Kammerbeton

Die brandschutztechnische Bemessung kammerbetonierter Verbundträger kann auf den drei bekannten Nachweisniveaus (Stufe 1 bis 3) erfolgen:

Für den Nachweis auf Stufe 1 stehen Bemessungstabellen [3, 4] zur Verfügung. Darin werden in Abhängigkeit vom Lastausnutzungsgrad

und der angestrebten Feuerwiderstandsklasse Mindestquerschnittsabmessungen und ein erforderliches Querschnittsflächenverhältnis von Zulagebewehrung im Kammerbeton zum unteren Stahlprofilflansch angegeben. Dieser Nachweis liegt für die meisten Anwendungsfälle weit auf der sicheren Seite. Der Anwendungsbereich ist begrenzt, eine Optimierung ist nicht möglich.

Beim Nachweis auf Stufe 3 werden "exakte" Brandsimulationsverfahren [5, 6, 7] verwendet. Dabei bestehen prinzipiell zwei Möglichkeiten:

- a) Es wird ein Brandversuch simuliert, d.h. für eine vorgegebene konstante Belastung wird die Feuerwiderstandsdauer des Verbundträgers berechnet. Die Klassifizierung erfolgt anhand der berechneten Versagenszeit.
- b) Die Querschnittstragfähigkeiten zu einem bestimmten Zeitpunkt der Brandbeanspruchung werden berechnet. Der Tragwerksnachweis erfolgt nach der Plastizitätstheorie.

Der exakte Nachweis ist relativ aufwendig, da es sich durchweg um wissenschaftliche Rechenprogramme, meist nach der Methode der finiten Elemente, handelt, die für eine Anwendung in der Praxis nicht vorgesehen und daher nicht entsprechend aufbereitet sind.

Der Nachweis auf Stufe 2 mit vereinfachten Rechenverfahren lehnt sich an die obige Vorgehensweise b) der Querschnittstragfähigkeitsberechnungen mit anschließendem Systemnachweis nach dem Traglastverfahren an. Die Vereinfachung gegenüber den exakten Verfahren besteht darin, daß die genaue Berechnung der Querschnittstemperaturen als Funktion der Brandbeanspruchungsdauer umgangen wird. Der temperaturbedingte Festigkeitsverlust wird statt dessen indirekt berücksichtigt:

- Die Querschnittsfläche des Verbundträgers wird reduziert, indem die außenliegenden, stark entfestigten Querschnittsteile "abgeschnitten" werden und das plastische Biegemoment für den ver-

bleibenden Restquerschnitt unter Ansatz der Ausgangsfestigkeiten bestimmt wird (Methode 1).

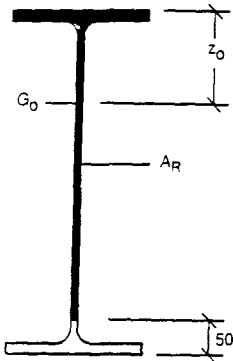
- Der Querschnitt wird zur Berechnung des plastischen Moments in Bereiche unterteilt, deren Festigkeitsreduktion in Abhängigkeit von der Branddauer direkt angegeben wird (Methode 2).

Die bekannten Verfahren zum Nachweis auf Stufe 2 werden im folgenden kurz vorgestellt.

### 3.1.2 Verfahren Arbed - Jungbluth (AJ)

Das Rechenverfahren basiert auf Ergebnissen von Brandprüfungen, die 1980 im Auftrag der Firma Arbed am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig durchgeführt wurden [8]. Das Verfahren ist in weiterentwickelter Form in [9] dargestellt und ist in Belgien zur Anwendung zugelassen [10]. Es gilt für Einfeldträger der Feuerwiderstandsklassen F 30 bis F 120 und folgt der oben beschriebenen Methode 1. Die Darstellung in Bild 3.2 gilt für die Feuerwiderstandsklasse F 90 und wurde einem Informationsprospekt der Firma Arbed entnommen [11].

Das Stahlprofil wird zur Berechnung des plastischen Moments jeweils um den unteren Flansch und den unteren Teil des Stegs auf einer Höhe von  $h = 50 - t_f$  mm (mit  $t_f$  = Flanschdicke) reduziert. Der Kammerbeton wird vernachlässigt. Die Längsbewehrung im Kammerbeton als "Brandschutzzulage" wird so bemessen, daß sie zusammen mit dem verbleibenden Restquerschnitt  $A_r$  des Stahlprofils und dem Betongurt das im Gebrauchszustand vorhandene Moment aufnehmen kann. Der Restquerschnitt  $A_r$  und die Schwerpunktslage sind für die mit dem Verfahren nachweisbaren Profile tabelliert (Bild 3.2 und 3.3).



Die folgenden Tabellen enthalten Querschnittswerte für die I-Profile, die für das Verbundträgersystem sinnvoll sind. Für die Brandbemessung werden die Werte für den Restquerschnitt  $A_R$  sowie der Schwerpunktsabstand  $z_0$  benötigt.

Tabelle 1: Querschnittsfläche  $A_R$  in  $\text{cm}^2$  für IPE-Profile

Profil	IPE A	IPE
200	13.90	17.00
220	17.10	20.20
240	20.20	23.90
270	24.20	28.60
300	29.30	34.00
330	34.70	39.90
360	40.50	46.80
400	46.90	55.10
450	56.00	65.90
500	67.20	78.20
550	78.80	92.20
600	92.90	108.00

Tabelle 2: Querschnittsfläche  $A_R$  in  $\text{cm}^2$  für HE-Profile

Profil	HE AA	HE A	HE B
200	24.40	29.80	43.50
220	28.90	36.00	51.20
240	34.20	43.30	60.00
260	39.20	49.00	67.20
280	44.80	55.40	75.10
300	51.80	64.30	85.50
320	55.30	71.60	93.30
340	59.60	77.70	99.80
360	64.10	83.90	107.00
400	72.10	95.40	119.00
450	79.80	109.00	133.00
500	88.00	122.00	148.00
550	101.00	133.00	161.00
600	110.00	145.00	174.00

Tabelle 3: Schwerpunktsabstand  $z_0$  in cm für IPE-Profile

Profil	IPE A	IPE
200	3.68	3.92
220	4.27	4.45
240	4.71	4.92
270	5.57	5.83
300	6.57	6.78
330	7.42	7.64
360	7.99	8.50
400	9.27	9.86
450	11.00	11.70
500	12.80	13.50
550	14.40	15.40
600	16.10	17.20

Tabelle 4: Schwerpunktsabstand  $z_0$  in cm für HE-Profile

Profil	HE AA	HE A	HE B
200	2.36	2.48	2.83
220	2.78	2.86	3.22
240	3.18	3.21	3.58
260	3.45	3.49	3.87
280	3.91	3.93	4.30
300	4.32	4.28	4.65
320	4.91	4.76	5.16
340	5.55	5.33	5.74
360	6.22	5.92	6.31
400	7.45	7.23	7.66
450	9.17	8.62	9.16
500	11.00	10.20	10.70
550	13.00	11.90	12.40

Bild 3.2 Geometrische Bedingungen und Restquerschnitte  $A_R$  des Arbed-Jungbluth-Verfahrens [11]

Vorbemessung für den Kaltzustand:

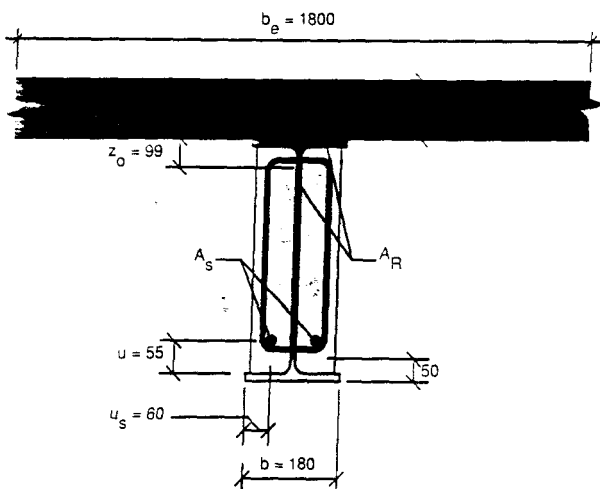
$$T_a = 84,5 \cdot 36 = 3.042 \text{ kN}$$

$$h_n = \frac{3.042}{1,5 \cdot 180} = 11,27 \text{ cm}$$

$$M_{pl} = 3.042 \left( 38 - \frac{11,27}{2} \right) = 98.454 \text{ kNcm}$$

$$\text{zul } M = \frac{98.454}{1,7} = 57.914 \text{ kNcm} = 579,1 \text{ kNm}$$

Träger IPE 400, Fe 510  
Beton C 25



Bemessung für den Brandfall (F90 - A):

Die Bedingungen nach Prüfzeugnis sind hier eingehalten  
(siehe Querschnittsskizze).  
Brandschutzbewehrung: 2 ø 25, S 500

$$A_R = 55,1 \text{ cm}^2 \text{ (siehe Tab. 1)}$$

$$A_S = 2 \cdot 4,91 = 9,82 \text{ cm}^2$$

$$z_o = 9,86 \text{ cm (siehe Tab. 3)}$$

$$T_{pl} = A_R \cdot f_{y,a} + A_S \cdot f_{y,s}$$

$$= 55,1 \cdot 36 + 9,82 \cdot 24 = 2.219,3 \text{ kN}$$

$$h_n = \frac{T_{pl}}{R_{dc} \cdot b_e} = \frac{2.219,3}{1,5 \cdot 180} = 8,22 < 18 \text{ cm}$$

$$M_u = A_R \cdot f_{y,a} \left( d_p - \frac{h_n}{2} + z_o \right) + A_S \cdot f_{y,s} \left( d_p - \frac{h_n}{2} + h - e - u \right)$$

$$= 55,1 \cdot 36 \cdot \left( 18 - \frac{8,22}{2} + 9,86 \right)$$

$$+ 9,82 \cdot 24 \cdot \left( 18 - \frac{8,22}{2} + 40 - 1,35 - 5,5 \right)$$

$$= 58.197 \text{ kNcm}$$

$$= 582 \text{ kNm} > \text{zul } M = 579 \text{ kNm}$$

Bild 3.3 Bemessungsbeispiel zum Arbed-Jungbluth-Verfahren [11]

### 3.1.3 Verfahren von Dorn, Hass und Quast (DHQ)

Dieses Verfahren wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens P86 Akt. 2.10 der Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V. [2] entwickelt und basiert auf Brandversuchen an Verbundträgern mit komplettem Stützenanschluß, die ebenfalls im Rahmen des genannten Vorhabens am iMBB der TU Braunschweig durchgeführt wurden.







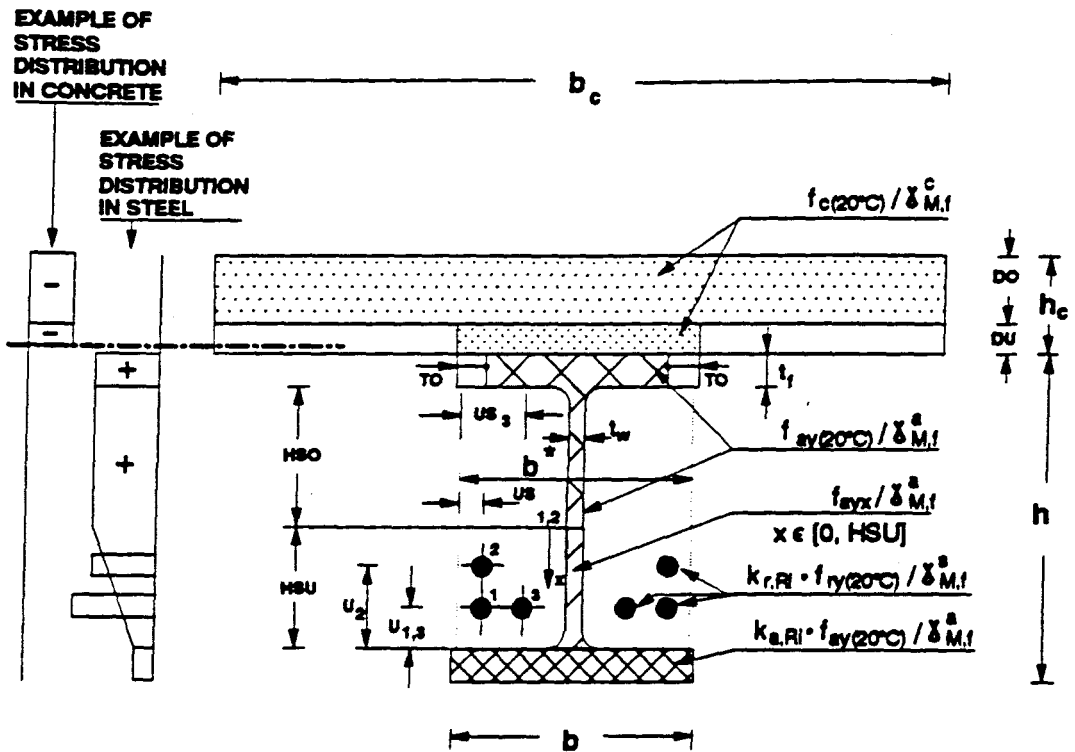


Bild 3.6 Reduzierter Querschnitt für positive Biegemomente beim HCS-Verfahren [12]

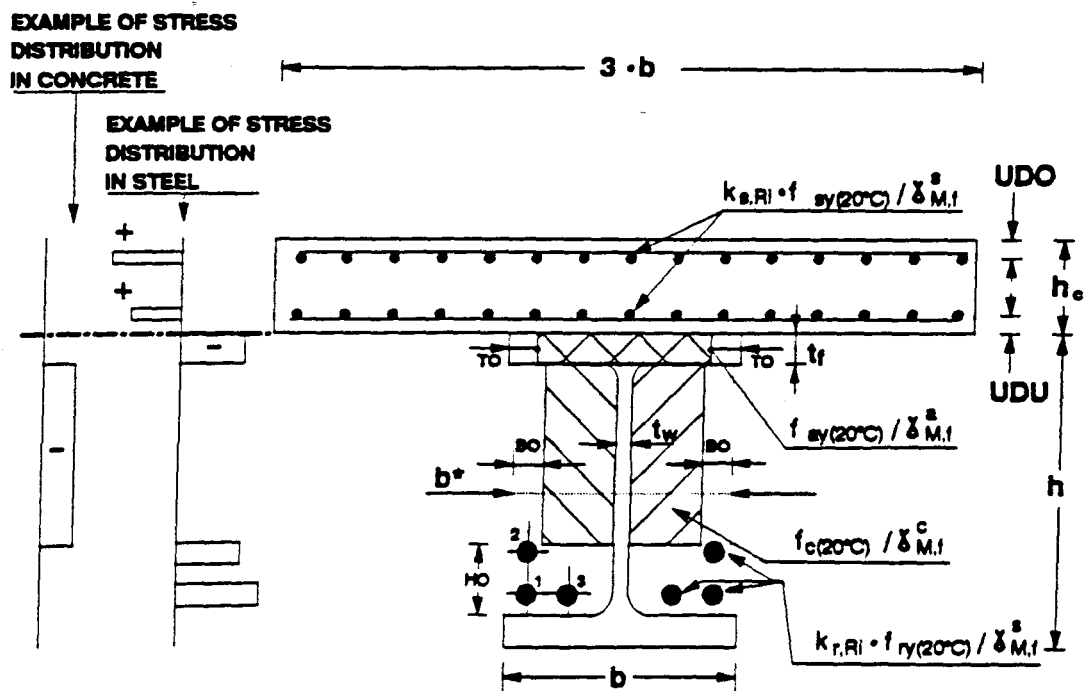


Bild 3.7 Reduzierter Querschnitt für negative Biegemomente beim HCS-Verfahren [12]

betonierter Deckenplatte). Die Berechnung kann für die Feuerwiderstandsklassen F 30, F 60, F 90, F 120 und F 180 erfolgen.

#### 3.1.5 Verfahren von Dorn, Hosser, Muess und Schaumann (DHMS)

Dieses vereinfachte Berechnungsverfahren [13] wurde im Vorgriff auf dieses Forschungsprojekt entwickelt. Es basiert auf den Ergebnissen der am iMBB der TU Braunschweig durchgeführten Brandversuche an Verbundträgern [8] mit Kammerbeton und wurde ebenso wie das Verfahren HCS durch Vergleichsrechnungen mit dem exakten Rechenprogramm STABA-F [5] hergeleitet und abgesichert.

Das Verfahren arbeitet nach der Methode 2, d.h. für die definierten Querschnittsbereiche

- Stahlbeton- oder Verbunddecke,
- Stahlprofil unterteilt in die fünf Bereiche oberer Flansch, unterer Flansch, Steg oben, Steg Mitte und Steg unten,
- Längsbewehrung im Kammerbeton,
- Kammerbeton unterteilt in die drei Bereiche Betonrand außen, Betonrand unten und Beton innen

werden Reduktionsfaktoren zur Berücksichtigung der temperaturbedingten Festigkeitsreduktion bei der Berechnung des plastischen Moments in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse angegeben.

Das Verfahren wurde für die bislang durch Brandversuche an Verbundträgern belegten Feuerwiderstandsdauern von F 30 bis F 120 hergeleitet und abgesichert. In der Veröffentlichung von 1990 [13] wurde die Anwendung auf Einfeldträger beschränkt. Da jedoch auch Angaben zum Festigkeitsverlust des Kammerbetons enthalten sind, können ohne große Schwierigkeiten auch Durchlaufsysteme berechnet werden. Die Bilder 3.8 und 3.9 zeigen die bei diesem Verfahren gewählte Bereichseinteilung des Verbundträgerquerschnitts. Das vollständige Rechenverfahren ist diesem Bericht als Sonderdruck der o. g. Veröffentlichung beigelegt (Anlage 2).

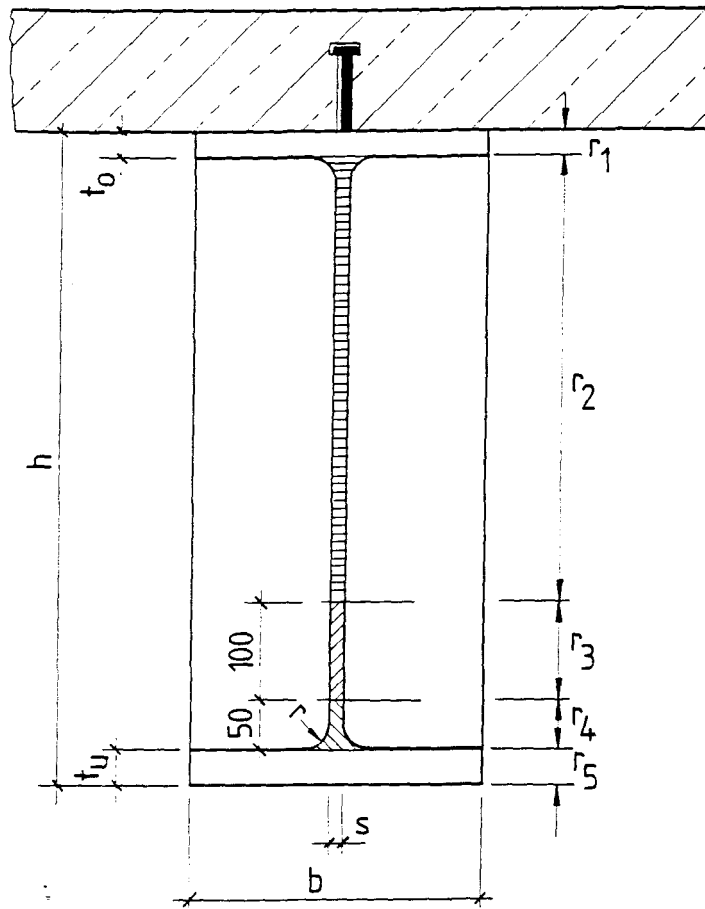


Bild 3.8 Bereichsunterteilung des Stahlquerschnitts beim DHMS-Verfahren [13]

### 3.1.6 Vergleich und Bewertung der vorhandenen Rechenverfahren

Bei der im Vorgriff auf dieses Forschungsvorhaben durchgeführten Absicherung des DHMS-Verfahrens zeigte sich eine sehr gute Übereinstimmung der nach dieser Methode berechneten plastischen Momente mit den Berechnungsergebnissen des exakten Rechenprogramms STABA-F [5]. Die Bilder 3.10 bis 3.12 belegen dies anhand von drei Variationsrechnungen.

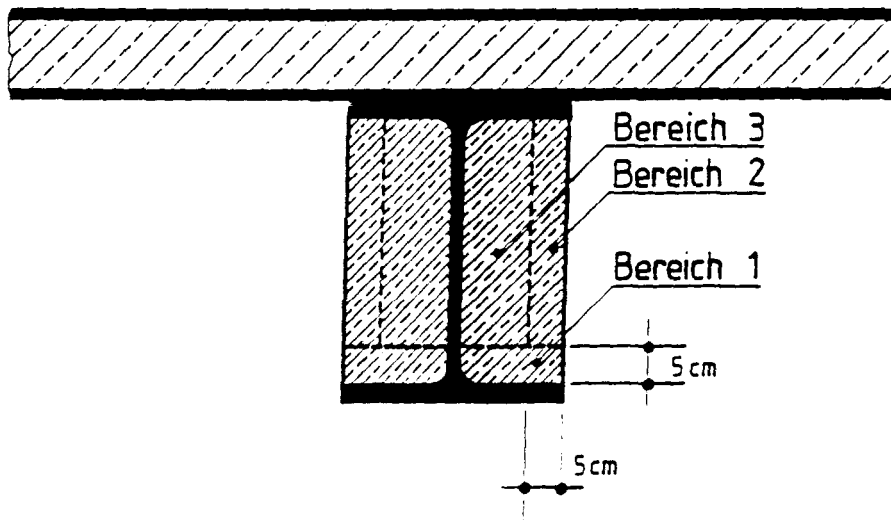
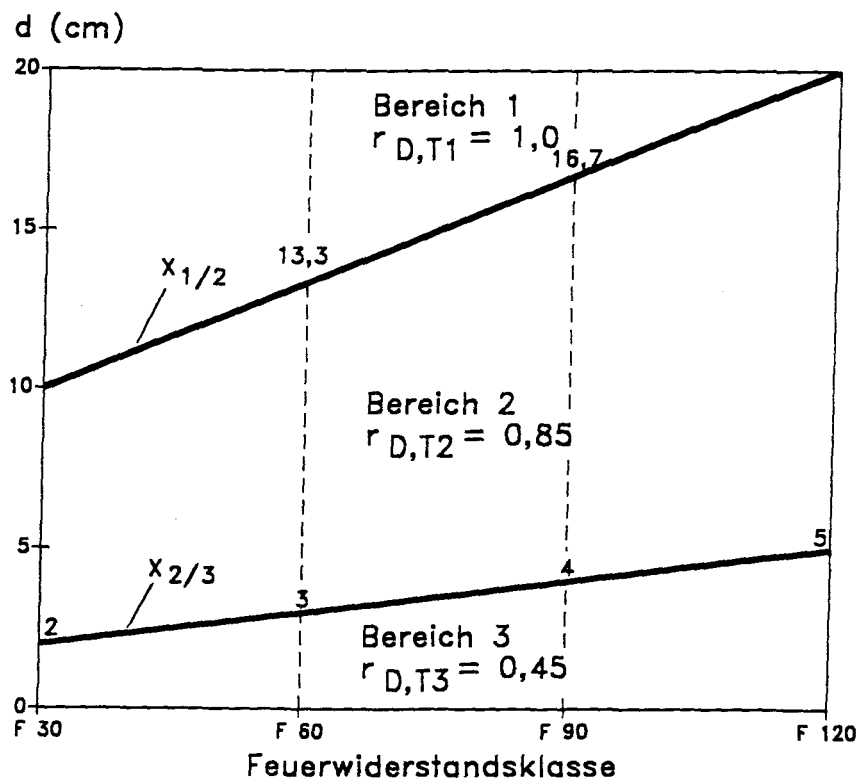


Bild 3.9 Bereichsunterteilung des Kammer- und des Deckenbetons beim DHMS-Verfahren [13]

Schweißprofil  $h/b/s/t_a/t_u=1000/400/25/15/25$  mm  
 St 52, B 25  
 mitwirkende Plattenbreite im Brandfall  $b_m=1.2$  m  
 Kammerbew.  $8 \text{ } \varnothing 28, u=80$  mm

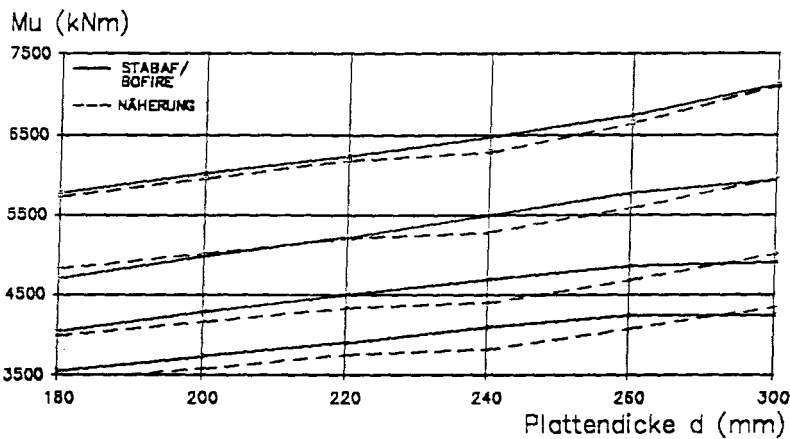


Bild 3.10 Vergleich der plastischen Momente eines Verbundträgers bei Berechnung nach der DHMS-Methode im Vergleich zur "exakten" Berechnung mit STABA-F bei Variation der Deckendicke

IPE 600, St 52  
 $d = 20$  cm, B 25  
 mitwirkende Plattenbreite im Brandfall  
 $b_m = 3b = 0.66$  m  
 Achsabstand  $u = 80$  mm  
 $A_{fl} = b \cdot t$

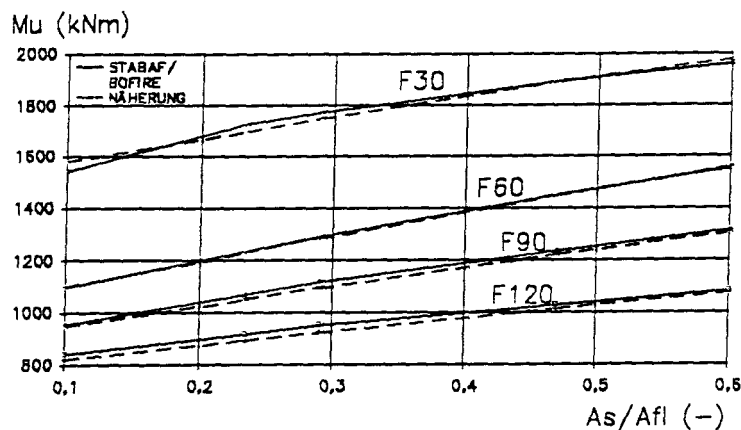


Bild 3.11 Vergleich der plastischen Momente eines Verbundträgers bei Berechnung nach der DHMS-Methode im Vergleich zur "exakten" Berechnung mit STABA-F bei Variation der Kammerbewehrung  $A_s$

HE AA 300, St 52  
 $d = 12 \text{ cm}$ ,  $B = 25$   
mitwirkende Plattenbreite im Brandfall  
 $b_m = 3b = 0.9 \text{ m}$   
 $A_s = 4 \varnothing 25$

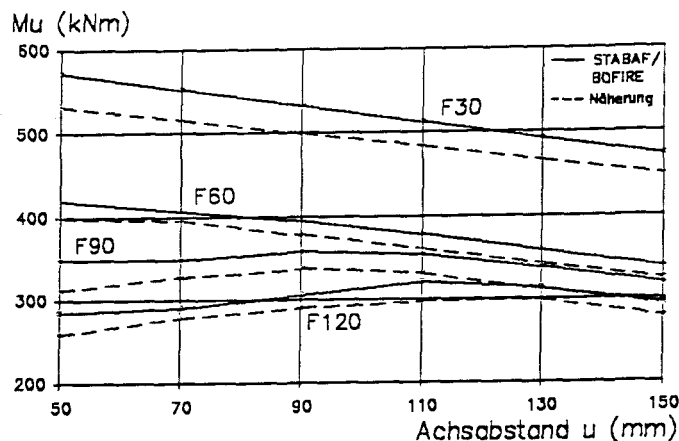


Bild 3.12 Vergleich der plastischen Momente eines Verbundträgers bei Berechnung nach der DHMS-Methode im Vergleich zur "exakten" Berechnung mit STABA-F bei Variation der Lage der Kammerbewehrung

In [14] wurde eine umfangreiche Vergleichsuntersuchung der in den Abschnitten 3.1.2 bis 3.1.4 beschriebenen vereinfachten Rechenverfahren für kammerbetonierte Verbundträger durchgeführt. Dabei wurden zunächst die "reduzierten" Stahlprofile im Hinblick auf ihre Resttragfähigkeit nach 90-minütiger Brandbeanspruchung verglichen. Dazu wurde für die Profile der IPE- und der HE-Reihen der Restquerschnitt  $A_R$  bestimmt und durch Multiplikation mit dem Schwerpunktsabstand dieser Restfläche zur Stahlprofiloberkante ein Flächenmoment  $M_{R,90}$  berechnet. Dieser Wert gibt Aufschluß über das vom Restprofil noch übertragbare Biegemoment. Zum Vergleich wurden die ermittelten Werte jeweils auf den mit dem DHMS-Verfahren berechneten, quasi exakten Wert bezogen; dies erscheint aufgrund der Nähe der Berechnungsergebnisse dieses Verfahrens im Vergleich zur exakten Berechnung gerechtfertigt (s. o.).

Im Zuge der eigenen Untersuchung wurde diese Auswertung auf das DHQ-Verfahren nach Abschnitt 3.1.1 erweitert. Bild 3.13 zeigt die Ergebnisse für die IPE-Profile und in Bild 3.14 für HE-Profile.

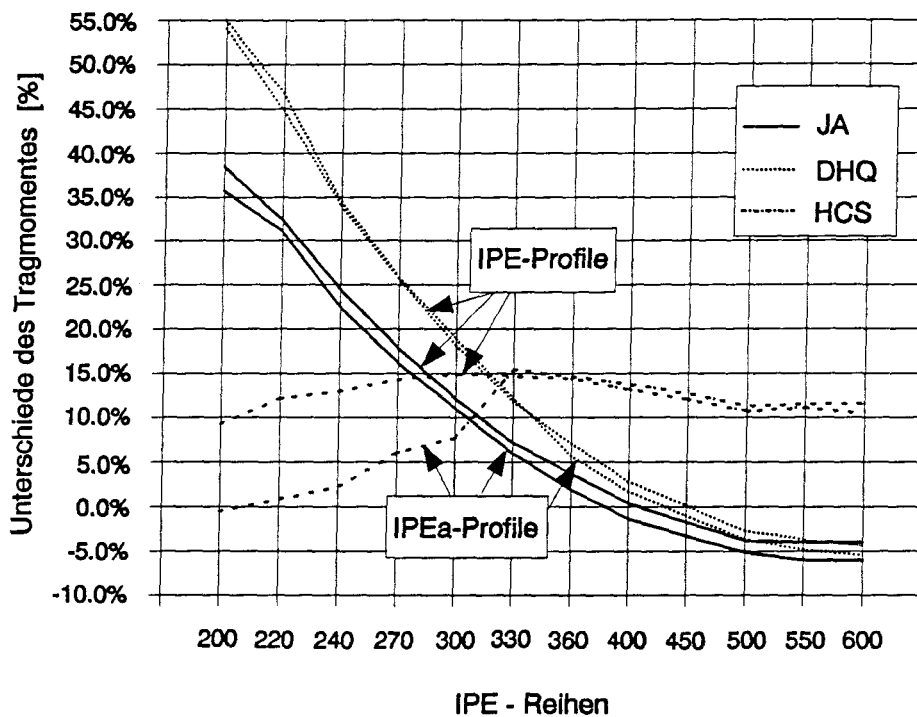


Bild 3.13 Abweichungen der F 90-Restflächenmomente gegenüber dem DHMS-Verfahren bei IPE-Profilen

Die Auswertung zeigt, daß beim Verfahren Arbed-Jungbluth (AJ) für IPE-Profile die Abweichungen mit abnehmender Profilbreite stark zunehmen (bis zu 38 % beim 200er Profil). In der Literatur wird daher der Anwendungsbereich des Verfahrens auf eine Mindestbreite von 180 mm begrenzt. Unterhalb dieser Grenze ist das Verfahren zu grob. Das Verfahren Dorn-Hass-Quast (DHQ) weist bis zur Profilhöhe 450 der IPE-Reihe gegenüber der DHMS-Methode größere Restflächenmomente aus, dabei beträgt der Unterschied bis zu 55 %. Die Abweichungen zwischen der HCS-Methode und dem DHMS-Verfahren sind gering.

Bei HE-Profilen zeigt sich ein anderes Bild in bezug auf das Arbed-Jungbluth- und das Dorn-Hass-Quast-Verfahren, sie liefern hier konservative Ergebnisse. Die Abweichungen zwischen DHMS- und HCS-Verfahren sind wiederum unbedeutend.

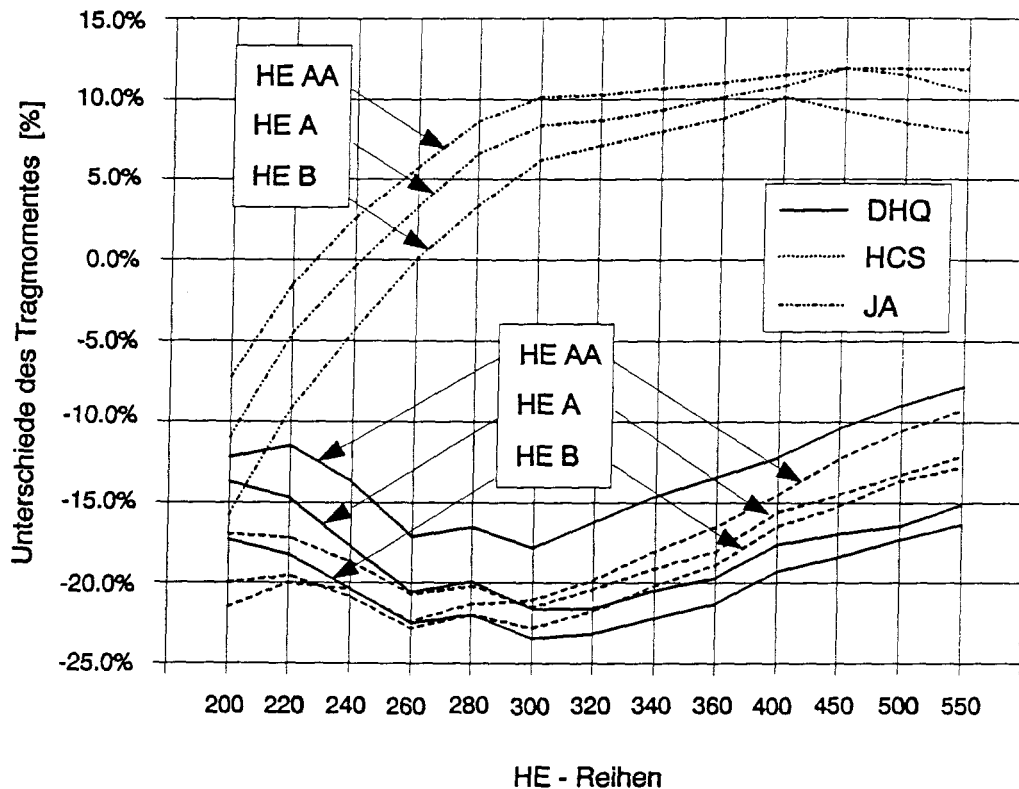


Bild 3.14 Abweichungen der F 90-Restflächenmomente gegenüber dem DHMS-Verfahren bei HE-Profilen

Obwohl die aufnehmbaren Momente des gesamten Verbundträgers im Brandfall nur zu etwa einem Drittel von dem Restflächenmoment des Stahlprofils bestimmt werden [14], kann aufgrund der Auswertung zusammenfassend festgestellt werden, daß das Arbed-Jungbluth-Verfahren bei Beachtung der Anwendungsgrenzen insgesamt auf der sicheren Seite liegt und für HE-Profile zu weitgehend unwirtschaftlichen Ergebnissen führt. Das Verfahren Dorn-Hass-Quast liefert für nahezu alle Profile der IPE-Reihen Werte, die auf der unsicheren Seite liegen und sollte daher nur für Stahlprofile mit Breiten über 300 mm angewendet werden. Bei HE-Profilen liegt es ebenfalls auf der sicheren Seite. Den Stand der Technik stellen somit die Verfahren DHMS und HCS dar, die auch im Untersuchungsbericht [14] aufgrund dieser Tatsache anhand von Bemessungsbeispielen direkt miteinander und mit einem Versuchsergebnis verglichen wurden (vgl. Bild 3.15 und 3.16 aus [14]).



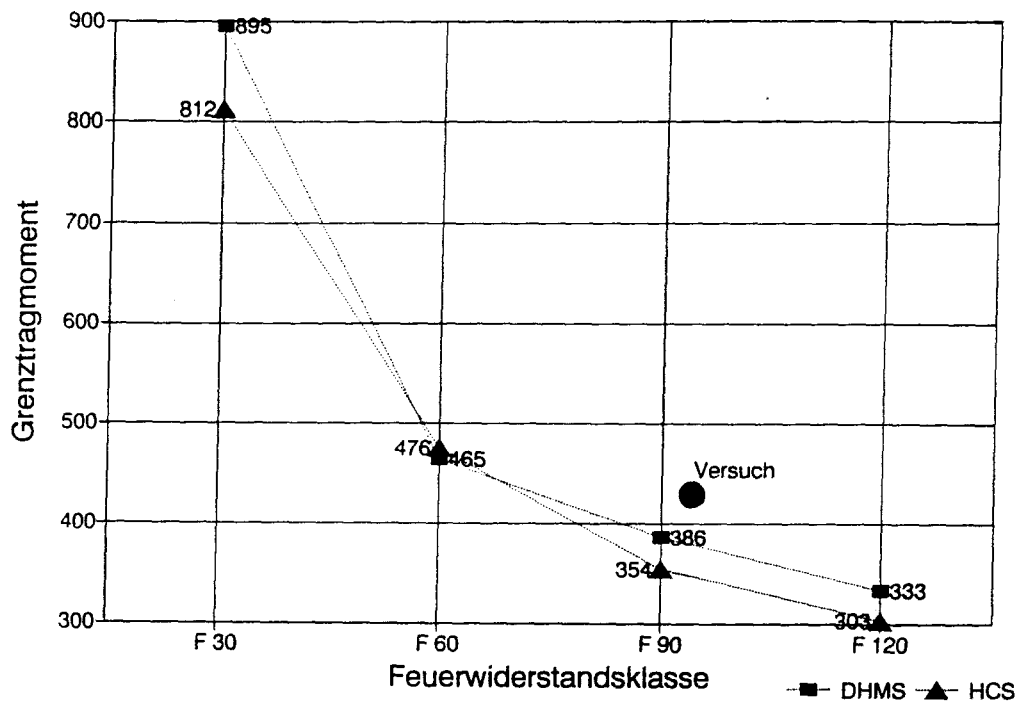


Bild 3.15 Grenztragsmomente in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsdauer - Beispiel 1 (HE AA 300) [14]

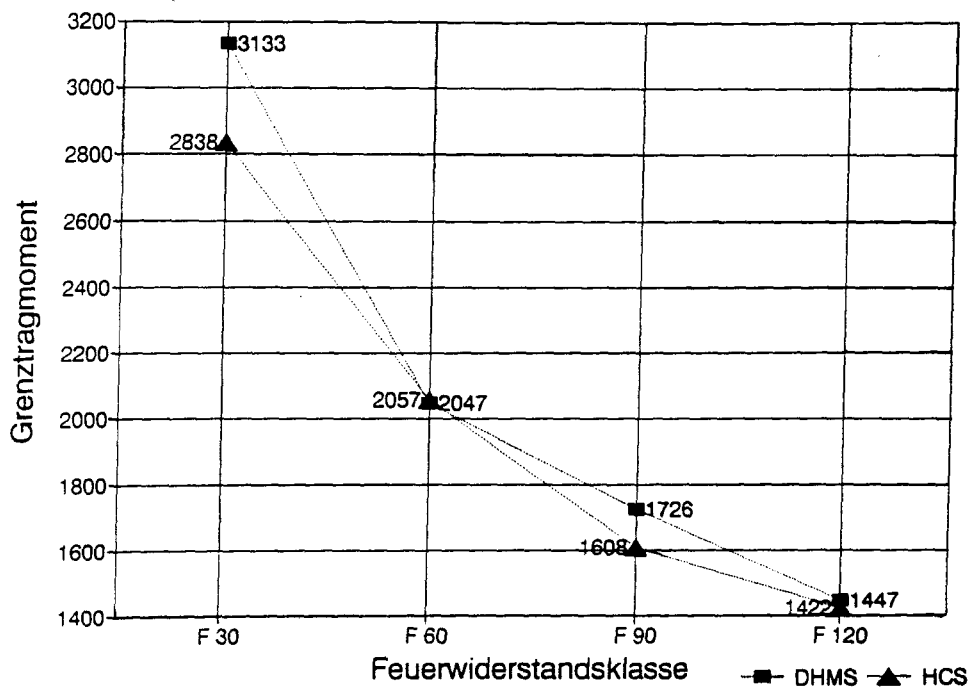


Bild 3.16 Grenztragsmomente in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsdauer - Beispiel 2 (IPE 600) [14]

Als Fazit der vergleichenden Betrachtung dieser beiden Rechenverfahren kann festgestellt werden, daß sie zu nahezu gleichen Ergebnissen führen. Dies ist dadurch begründet, daß diese Verfahren durch Parameterrechnungen mit dem gleichen exakten Rechenprogramm STABA-F [5] hergeleitet und abgesichert wurden. Eine weitere Verbesserung der Verfahren erscheint möglich, wenn folgende Aspekte noch differenzierter ausgearbeitet werden:

- Berechnung des plastischen Moments im Stützbereich unter Berücksichtigung der vorhandenen Anschlußkonstruktion, wenn nur die Deckenplatte, nicht aber der Träger über der Stütze durchlaufend ausgebildet wird und
- Bemessung der Verbindungsmittel im Anschlußbereich, insbesondere bei Anschlüssen mit offenen Montageaussparungen und/oder ungeschützten Anschlußelementen.

### **3.2 Rechenverfahren für Verbundstützen**

#### **3.2.1 Allgemeines**

Die brandschutztechnische Bemessung von Verbundstützen kann prinzipiell wie bei Verbundträgern auf den drei verschiedenen Nachweisniveaus (Stufe 1 bis 3) durchgeführt werden.

Zum Nachweis auf Stufe 1 stehen auch hier Bemessungstabellen [3, 4] für die einzelnen Typen von Verbundstützen zur Verfügung. Darin werden in Abhängigkeit vom Lastausnutzungsgrad und der angestrebten Feuerwiderstandsklasse Mindestwerte für die Querschnittsabmessungen und die Achsabstände der Längsbewehrung angegeben. Bei kammerbetonierten Stahlprofilen wird außerdem das Verhältnis von Steg- zu Flanschdicke vorgegeben, bei betongefüllten Hohlprofilstützen der Mindestbewehrungsgehalt. Bei vollständig einbetonierten Stahlprofilen werden Mindestabmessungen, Achsabstände und die Betondeckung des Profils ohne Einschränkung des Lastausnutzungsgrads angegeben. Um den Gültigkeitsbereich der Bemessungstabellen

nicht zu stark einzugrenzen, müssen sie für viele durchaus übliche Anwendungsfälle zwangsläufig weit auf der sicheren Seite liegen. Eine Querschnittsoptimierung ist zudem nicht möglich.

Der Nachweis auf Stufe 3 kann wie bei Trägern durch eine exakte Berechnung mit einem der o. g. Rechenprogramme [5, 6, 7] erfolgen. Dabei besteht einerseits die Möglichkeit, die Feuerwiderstandsdauer der Stütze bei vorgegebener konstanter Last zu bestimmen (Brandversuchssimulation) oder die Traglast der Stütze zu einem vorgegebenen Zeitpunkt zu berechnen und mit der vorhandenen Last zu vergleichen. Die genannten Rechenprogramme berücksichtigen physikalische und geometrische Nichtlinearitäten. Die für die Tragfähigkeit der Stütze im Brandfall maßgebenden Einflüsse der Schlankheit, Lastausmitte und Theorie II. Ordnung werden also in der Berechnung ebenso wie der sich infolge der thermischen Dehnungen im Bauteil einstellende Eigenspannungszustand automatisch erfaßt.

Beim Nachweis von Verbundstützen mit vereinfachten Rechenverfahren auf Stufe 2 genügt es im Gegensatz zur Vorgehensweise bei Trägern nicht, nur die Querschnittstragfähigkeit zu berechnen, da das Versagen der Stütze auch durch einen Stabilitätsverlust infolge der temperaturbedingten Steifigkeitsabnahme verursacht werden kann. Neben der Entfestigung der im Querschnitt vorhandenen Baustoffe muß bei einer vereinfachten Berechnung daher auch die Veränderung des Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit von der Temperatureinwirkung berücksichtigt werden. Die bislang bekannten vereinfachten Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbundstützen lehnen sich in ihrem Berechnungsablauf an den der Bemessung für den Kaltzustand nach DIN 18806 Teil 1 [15] bzw. Eurocode 4 an. Der Eigenspannungszustand des Bauteils infolge der ungleichmäßigen thermischen Dehnungen im Querschnitt wird dabei grundsätzlich vernachlässigt.

Es wird zunächst die zum betrachteten Zeitpunkt noch vorhandene Querschnittstragfähigkeit, d. h. die plastische Normalkraft nach einer der folgenden Methoden berechnet:

- Es wird eine Temperaturverteilung im Querschnitt für ein vorgewähltes Elementnetz bestimmt, die Spannungen der Elemente im voll überdrückten Zustand werden unter Berücksichtigung ihrer jeweiligen Temperatur integriert (Methode Npl1).
- Die Temperaturberechnung wird überbrückt, in dem die Festigkeitsabminderung für festgelegte Querschnittsbereiche in Abhängigkeit von Feuerwiderstandsdauer und Querschnittsmassigkeit, d.h. U/A-Wert, direkt angegeben wird (Methode Npl2).

In Abhängigkeit von der vorhandenen Schlankheit wird dann ein Reduktionsbeiwert berechnet, mit dem sich durch Multiplikation mit der plastischen Normalkraft die gesuchte Tragfähigkeit ergibt. Der Schlankheitseinfluß im Brandfall wird berücksichtigt, indem

- spezielle, für den Brandbeanspruchungszustand gültige Knickspannungskurven verwendet werden (Methode Nkr1) oder
- die Knickspannungskurven der Kaltbemessung weiter benutzt werden, aber neben der temperaturbedingten eine weitere schlankheitsabhängige Reduktion des E-Moduls oder pauschal der "effektiven" Steifigkeit des Stützenquerschnitts vorgenommen wird (Methode Nkr2).

Die bekannten Verfahren zur vereinfachten Berechnung der Tragfähigkeit von Verbundstützen im Brandfall werden im folgenden kurz dargestellt.

### 3.2.2 Verfahren von Jungbluth und Gradwohl (JG)

Dieses vereinfachte brandschutztechnische Bemessungsverfahren für zentrisch druckbeanspruchte Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen wurde in mehreren Veröffentlichungen [9, 16 - 18] beschrieben und wird teilweise auch unter der Bezeichnung ARBED-Verfahren zitiert [10]. Es arbeitet bei der Bestimmung der plastischen Querschnittstragfähigkeit nach der Methode Npl2 mit einem

"brandreduzierten" Querschnitt (Bild 3.17). Die temperaturabhängige Festigkeit des Profilflansches und der Bewehrung wird dabei über Reduktionsfaktoren berücksichtigt. Die Festigkeitsverluste des Profilsteges und des Kammerbetons werden durch äquivalente Flächenreduktionen erfaßt. Außerdem werden Formeln zur Berechnung des Anfangselastizitätsmoduls unter Brandbeanspruchung angegeben.

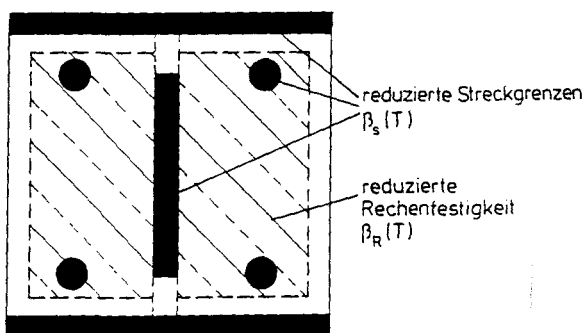


Bild 3.17 "Brandreduzierter" Stützenquerschnitt nach [16]

Mit der plastischen Normalkraft und der "effektiven" Biegesteifigkeit kann die ideelle Knicklast  $N_{ki}$  der Stütze berechnet werden. Ausgehend von der Hypothese, daß der innere Zwängungszustand infolge der Temperatur mit zunehmender Brandbeanspruchungsdauer an Bedeutung verliert, erfolgt die Traglastberechnung anschließend unter Beibehaltung der Knickspannungskurven für den Kaltzustand [15] (Methode Nkr2).

Das Rechenverfahren ist bei Verbundstützen mit Biegung um die starke und die schwache Achse sowie Feuerwiderstandsklassen von F 30 bis F 120 anwendbar.

### 3.2.3 Verfahren von Klingsch, Muess und Wittbecker (KMW)

Ein Bemessungsverfahren für Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Kammern mit U/A-Werten des Gesamtquerschnitts von  $10 \text{ m}^{-1}$  bis  $17 \text{ m}^{-1}$  und aus betongefüllten Hohlprofilen mit  $U/A = 10 \text{ m}^{-1}$  bis  $20 \text{ m}^{-1}$  wird in [19] beschrieben. Es gilt nur für die Feuerwiderstandsklasse F 90 und zentrische Belastung. Die Systema-

tik des Rechengangs der vereinfachten Bemessung von Verbundstützen nach DIN 18806 Teil 1 (03.84) Abschnitt 5 [15] wird beibehalten.

Die Berechnung der plastischen Querschnittstragfähigkeit erfolgt wiederum nach der Methode Npl2, die verwendete Bereichseinteilung für die beiden Stützentypen ist in Bild 3.18 dargestellt. Die Längsbewehrung muß innerhalb der Kernbereiche der Stützen angeordnet werden (Bereich 3 für betongefüllte Hohlprofile, Bereich 6 für kammerbetonierte Stahlprofile). Die Abminderungsfaktoren für Festigkeit und E-Modul der einzelnen Bereiche sind in Abhängigkeit vom U/A-Wert in Diagrammen angegeben (Beispiel in Bild 3.19).

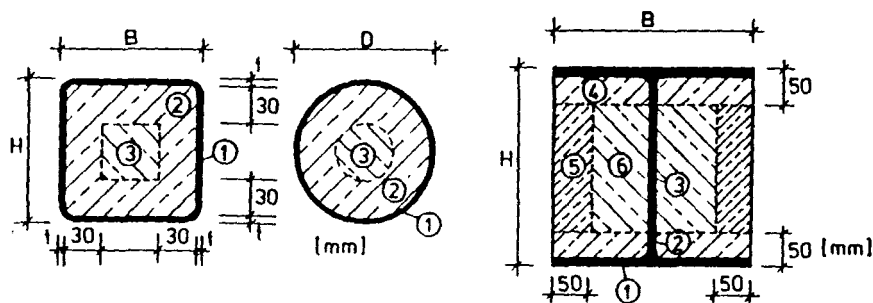


Bild 3.18 Querschnittsunterteilung beim KMW-Verfahren [19]

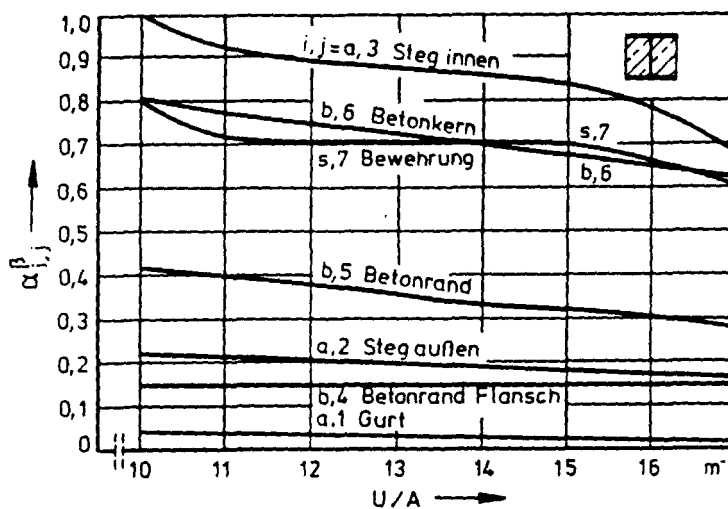


Bild 3.19 Abminderungsfaktoren für die Festigkeit beim KMW-Verfahren [19]

Die Berechnung der Traglast erfolgt beim KMW-Verfahren unter Zuhilfenahme spezieller Knickspannungskurven für den Brandbeanspruchungszustand, wobei nach Querschnittstyp und Bewehrungsgehalt unterschieden wird (Bild 3.20). Bild 3.21 zeigt den Berechnungsablauf des Verfahrens im Vergleich zur Kaltbemessung nach DIN 18806 Teil 1.

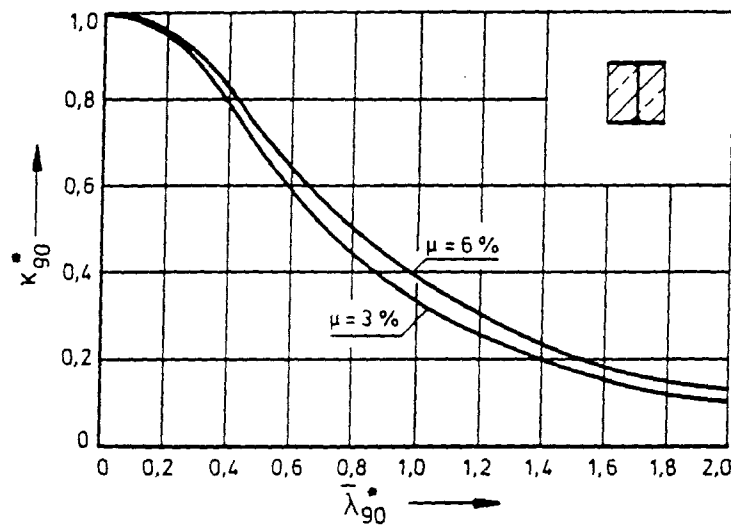


Bild 3.20 Knickspannungskurven für den Brandfall nach [19]

Regelbemessung (DIN 18806.1)	Brandschutzbemessung F 90 (DIN 4102. 2)
$N_{pl} = \sum A_i \cdot \beta_i \quad (1.0)$ $= A_a \cdot \beta_a + A_b \cdot \beta_b + A_s \cdot \beta_s$	$N_{pl,90}^* = \sum \sum A_{i,j} \cdot \beta_i \cdot \alpha_{i,j}^p \quad (1.1)$ $= \sum A_{a,j} \cdot \beta_a \cdot \alpha_{a,j}^p + \sum A_{b,j} \cdot \beta_b \cdot \alpha_{b,j}^p + \sum A_{s,j} \cdot \beta_s \cdot \alpha_{s,j}^p$
$(EI)_w = \sum E_i \cdot I_i \quad (2.0)$ $= E_a \cdot I_a + E_b \cdot I_b + E_s \cdot I_s$	$(EI)_{w,90}^* = \sum \sum E_i \cdot \alpha_{i,j}^E \cdot I_{i,j} \quad (2.1)$ $= \sum E_a \cdot \alpha_{a,j}^E \cdot I_{a,j} + \sum E_b \cdot \alpha_{b,j}^E \cdot I_{b,j} + \sum E_s \cdot \alpha_{s,j}^E \cdot I_{s,j}$
$N_{ki} = \pi^2 / s_k^2 \cdot (EI)_w \quad (3.0)$	$N_{ki,90}^* = \pi^2 / s_{k,90}^2 \cdot (EI)_{w,90}^* \quad (3.1)$
$\bar{\lambda} = \sqrt{N_{pl} / N_{ki}} \quad (4.0)$	$\bar{\lambda}_{90}^* = \sqrt{N_{pl,90}^* / N_{ki,90}^*} \quad (4.1)$
$N_{kr} = \kappa N_{pl} \quad (5.0)$	$N_{kr,90} = \kappa_{90}^* \cdot N_{pl,90}^* \quad (5.1)$
$\text{zul } N = N_{kr} / \gamma_0 \quad (6.0)$	$\text{zul } N_{90} = N_{kr,90} / \gamma_{90} \quad (6.1)$
$\gamma_0 = 1,70 \quad (\text{LFH})$	$\gamma_{90} = 1,00$

Bild 3.21 Vergleich Regelbemessung-Brandschutzbemessung nach [19]

### 3.2.4 Verfahren von Gradwohl (Gr)

Ein auf den Grundlagen der Fließgelenktheorie II. Ordnung basierendes Verfahren wird in [20] beschrieben. Es gliedert sich in die Teilschritte einer Querschnitts- und Systembetrachtung. Die Grenztragfähigkeit des maßgebenden Querschnitts einer Verbundstütze wird als punktförmig konzentriertes Fließgelenk aufgefaßt, das an der maximal beanspruchten Stelle in Stützenlängsrichtung auftritt. Die zugehörigen Systemschnittgrößen werden nach E-Theorie II. Ordnung berechnet. Der Berechnungsablauf gliedert sich wie folgt:

- Die instationären Temperaturfelder des Querschnitts werden zunächst "exakt" berechnet (FE-Methode).
- Die Spannungs-Dehnungs-Linien der Baustoffe werden in Anlehnung an die DIN 18806 linearisiert; daraus werden die temperaturbedingten Reduktionen von Festigkeit und Elastizitätsmodul bestimmt. Damit kann die wirksame Biegesteifigkeit aus der Summation der Anteile  $E_i \cdot A_i \cdot z_i^2$  der Elemente des Querschnitts berechnet werden.
- Aus der wirksamen Steifigkeit ergibt sich die "effektive" Steifigkeit durch Multiplikation mit einem Reduktionsfaktor, der von der Lastausmitte und dem Verhältnis Biegemoment nach Theorie II. Ordnung zu vollplastischem Moment abhängt.
- Mit der effektiven Biegesteifigkeit kann die Stabkennzahl bestimmt werden.
- Aus der Lösung der Differentialgleichung für den ebenen Stab ohne Querlasten nach Theorie II. Ordnung ist der Biegemomentenverlauf in Abhängigkeit von der Stabkennzahl bekannt, so daß das maximal vorhandene Biegemoment bestimmt werden kann.
- Für die Beanspruchung aus Normalkraft und Biegemoment wird überprüft, ob die Querschnittstragfähigkeit überschritten wurde.



Entsprechend wird die Beanspruchung gesteigert oder verringert, bis die gerade noch aufnehmbare Last erreicht ist.

Der Berechnungsablauf nach diesem Verfahren ist in Bild 3.22 dargestellt.

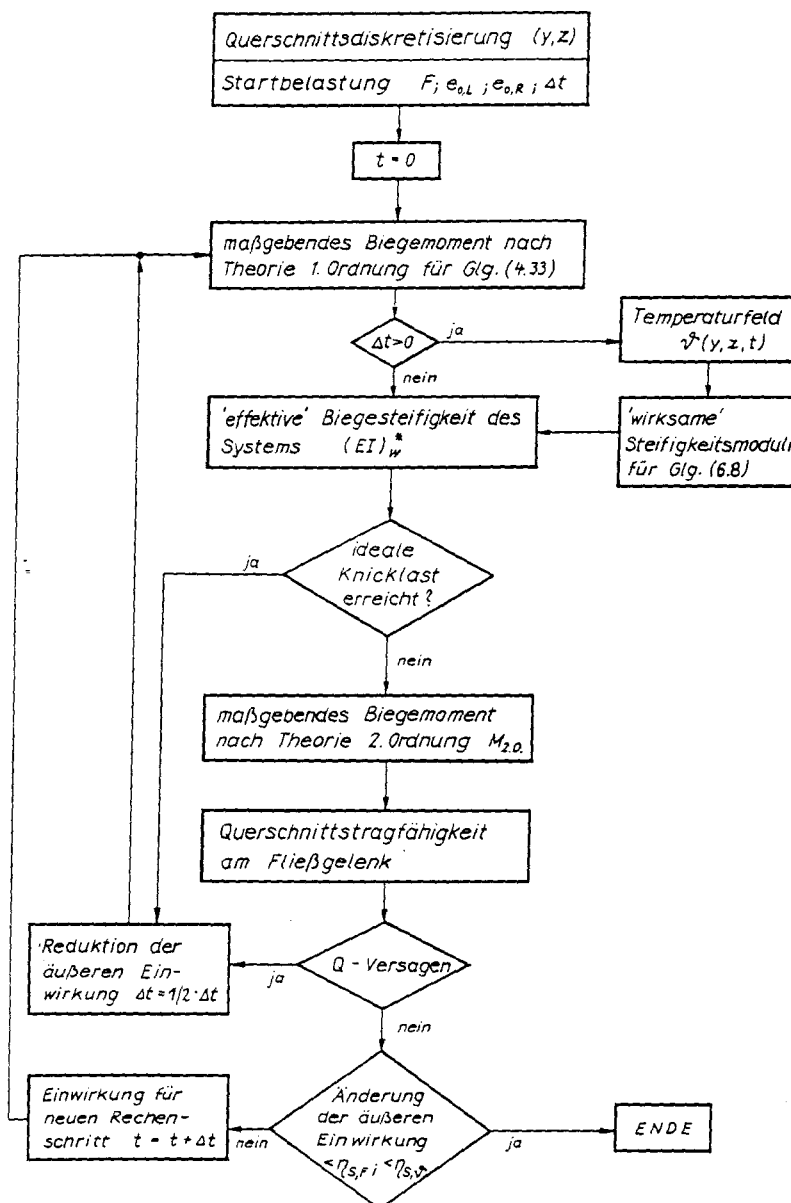


Bild 3.22 Berechnungsablauf bei der vereinfachte Berechnung nach Gradwohl [19]

### 3.2.5 Verfahren für kammerbetonierte Stahlprofilstützen nach Eurocode 4 Teil 1.2 [4]

In dem Entwurf zu Eurocode 4 Teil 1.2 [4] wird ein vereinfachtes Rechenverfahren beschrieben, das die Bezeichnung "Balanced Summation Method" trägt und als Weiterentwicklung des Verfahrens von Jungbluth und Gradwohl [16] anzusehen ist. Die Querschnittsunterteilung zur Berechnung der plastischen Normalkraft der Stütze sowie die Funktionen zur Ermittlung der Reduktionsfaktoren für die Stahlprofilflansche bzw. Dicke der "Ausfallschichten" von Profilsteg und Kammerbeton wurden beibehalten (Methode Npl2). Die anzusetzenden Ausgangsfestigkeiten wurden den Definitionen des Eurocode 4 Teil 1.1, der die Kaltbemessung von Verbundbauteilen regelt, angepaßt.

Zur besseren Erfassung des Schlankheitseinflusses gegenüber der Version in [16] wurde das Berechnungsverfahren in der Eurocode-Fassung in folgenden Punkten modifiziert:

- Zur Berücksichtigung der Auswirkung der thermischen Dehnung auf die Stützentraglast werden die Steifigkeitsanteile der einzelnen Tragkomponenten Stahl, Betonstahl und Beton zum Teil mit Reduktionsfaktoren beaufschlagt, die außerdem von der angestrebten Feuerwiderstandsdauer abhängen.
- Die Reduktionsbeiwerte für den E-Modul und die Festigkeit der Bewehrung wurden überarbeitet.
- Die Betonfestigkeit des Kammerbetons zur Berechnung der plastischen Normalkraft der Stütze wird mit einem Korrekturbeiwert multipliziert.

Der Anwendungsbereich des Verfahrens umfaßt ausschließlich zentrisch druckbeanspruchte Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen der Feuerwiderstandsklassen F 30 bis F 120 bei Biegung um die schwache Stützenachse. Bei der Berechnung der zentrischen Traglast wird die Knickspannungskurve c nach Eurocode 4

Teil 1.1 für den Kaltzustand verwendet (Methode Nkr2). Die exzentrisch aufnehmbare Last kann näherungsweise durch Multiplikation der berechneten zentrischen Traglast mit dem Verhältnis aus exzentrischer und zentrischer Traglast im Kaltzustand berechnet werden. Bild 3.23 zeigt den Berechnungsablauf des Verfahrens.

- P(2) For simple calculation models of the axial buckling load  $N_{cr}(\theta)$  of composite columns the following general equations shall be used:

$$N_{cr}(\theta) = \chi * N_p(\theta)$$

with  $\chi$  - reduction factor following buckling curve c c Part 1.1 of EC3 and depending on the slenderness ratio  $\bar{\lambda}$ ,

$N_p(\theta)$  - ultimate plastic load at elevated temperatures.

- (3) The cross section may be divided into various parts concerning the steel profile a, the reinforcing bars s and the concrete c.

- (4) The ultimate plastic load is given by

$$N_p(\theta) = \sum_i [A_a^i(\theta) \cdot \sigma_{amax}^i(\theta)] / \gamma_{M,f}^a + \sum_j [A_s^j(\theta) \cdot \sigma_{smax}^j(\theta)] / \gamma_{M,f}^s + \sum_k [A_c^k(\theta) \cdot f_c^k(\theta)] / \gamma_{M,f}^c$$

with  $A_{(\theta)}^{i,j,k}$  - partially reduced cross-section area.

- (5) The effective rigidity is calculated as

$$EI_{eff}(\theta) = \sum_i [\psi_a^i(\theta) \cdot E_a^i(\theta) \cdot I_a^i(\theta)] + \sum_j [\psi_s^j(\theta) \cdot E_s^j(\theta) \cdot I_s^j(\theta)] + \sum_k [\psi_c^k(\theta) \cdot E_c^k(\theta) \cdot I_c^k(\theta)]$$

with  $I_{(\theta)}^{i,j,k}$  - Moment of inertia of partially reduced cross-section area for buckling around the weak or strong axis.

$\psi_{(\theta)}^{i,j,k}$  - Reduction factor depending on the effect of thermal stresses.

- (6) The Euler buckling load follows by

$$N_E(\theta) = EI_{eff}(\theta) \cdot (\pi^2 / L_{cr}^2(\theta))$$

with  $L_{cr}(\theta)$  - Buckling length of the column in the fire situation.

- (7) The slenderness ratio is given by:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{N_p(\theta) / N_E(\theta)}$$

Bild 3.23 Berechnungsablauf des Verfahrens [4]

### 3.2.6 Verfahren für runde oder quadratische betongefüllte Hohlprofilstützen nach Eurocode 4 Teil 1.2 [4]

Im Annex G zu [4] wird ein vereinfachtes Rechenverfahren für zentrisch und exzentrisch druckbeanspruchte Hohlprofilstützen angegeben. Die Anwendung setzt voraus, daß die Temperaturverteilung im Stützenquerschnitt für ein Elementraster mit Elementabmessungen von maximal 2 cm Kantenlänge nach der Methode der finiten Differenzen auf der Basis der Wärmeleitungsgleichung für den zweidimensionalen Fall berechnet wird.

Mit der bekannten Temperaturverteilung erfolgt die weitere Berechnung entsprechend der in Bild 3.23 für kammerbetonierte Stahlprofilstützen dargestellten Vorgehensweise. Die plastische Normalkraft wird hier durch Integration über die einzelnen Elemente des diskretisierten Querschnitts berechnet, die Festigkeits- und die Elastizitätsmodulreduktion kann mit der jeweiligen Elementtemperatur aus den angegebenen temperaturabhängigen Formeln bestimmt werden. Die Stützentraglast wird analog unter Verwendung der im Kaltzustand benutzten Knickspannungskurve berechnet.

Zur Bestimmung der exzentrischen Traglast wird die aufnehmbare zentrische Last mit zwei Beiwerten multipliziert, die den Bewehrungsgehalt der Stütze (Beiwert  $c_m$ ) sowie die Schlankheit und die bezogene Ausmitte berücksichtigen (Beiwert  $a$ ).

### 3.2.7 Vergleich und Bewertung der Rechenverfahren für Stützen

In [14] wurden die Rechenverfahren von Jungbluth/Gradwohl -JG- (dort als ARBED-Verfahren bezeichnet) und von Klingsch, Muess und Wittbecker -KMW- mit Ergebnissen des Rechenprogramms STABA-F [5] und der Bemessung nach den Bemessungstabellen [21] verglichen. Dabei zeigte sich, daß das Verfahren JG den Schlankheitseinfluß auf die Tragfähigkeit der Stütze nur ungenügend berücksichtigt. Dadurch wird die Traglast bei geringen Knicklängen unterschätzt und bei größeren Knicklängen zum Teil gravierend überschätzt. In

der vorgestellten Form ist das Verfahren daher nur bis zu Knicklängen bis etwa 2 m, d. h. bei Erfüllung der Voraussetzung einer rotationsbehindernden Auflagerung der Stützenenden bis zu Stützenlängen von 4 m, anwendbar. Da das Verfahren für kammerbetonierte Stahlprofilstützen nach Eurocode 4 eine wesentlich verbesserte, überarbeitete Fassung des Verfahrens JG darstellt, wird letzteres in der weiteren Untersuchung nicht mehr berücksichtigt.

Die Ergebnisse des vereinfachten Verfahrens von Gradwohl -Gr- wurden in [20] mit Brandversuchsergebnissen und exakten Berechnungsergebnissen verglichen (Bild 3.24). Hier zeigte sich eine recht befriedigende Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung. Da für die Anwendung des Verfahrens zunächst eine exakte Berechnung der Temperaturverteilung im Querschnitt erforderlich ist, der Vereinfachungsgrad der Berechnung also gegenüber den anderen Methoden geringer ist, wird dieses ansonsten als geeignet einzustufende Verfahren nicht in die weitere Betrachtung einbezogen.

Im Rahmen dieser Untersuchung wurde ein Vergleich zwischen den Rechenverfahren KMW und EC4 sowie genauen Berechnungsergebnissen nach [5] durchgeführt. In zwei Stufen wurden dabei für verschiedene Feuerwiderstandsdauern zunächst die rechnerisch ermittelten plastischen Normalkräfte repräsentativer Querschnitte und im Anschluß daran die zentrischen Traglasten in Abhängigkeit von der Knicklänge verglichen.

In Bild 3.25 sind die Ergebnisse des Vergleichs der berechneten plastischen Normalkräfte für Querschnitte mit U/A-Werten zwischen  $6 \text{ m}^{-1}$  und  $17 \text{ m}^{-1}$  nach Eurocode 4 für vier verschiedene Feuerwiderstandsdauern und drei verschiedene Bewehrungsgehalte aufgetragen. Es zeigt sich, daß das Näherungsverfahren im Mittel etwa 20 % auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert. Nur für die Feuerwiderstandsklasse F 60 ergeben sich Unterschreitungen der exakt berechneten Werte bis zu 10 % .

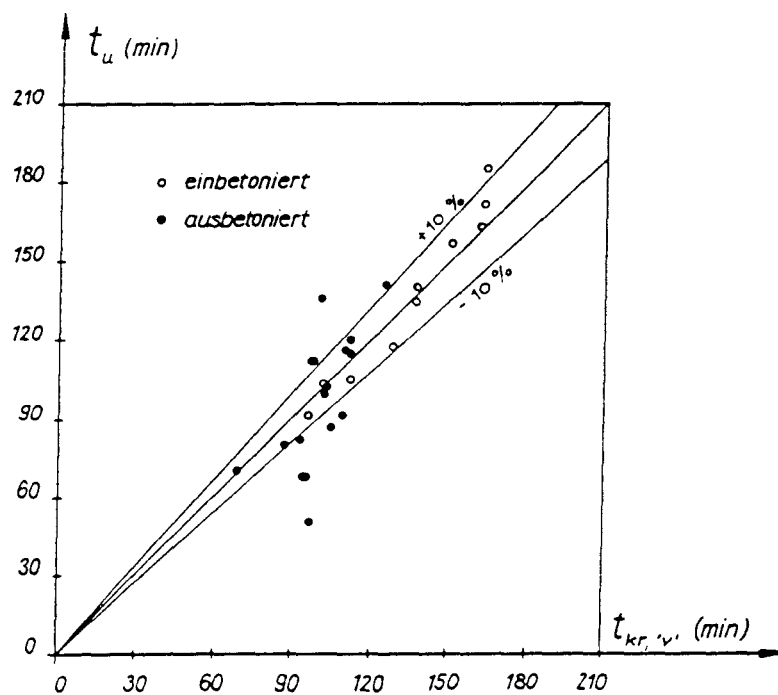
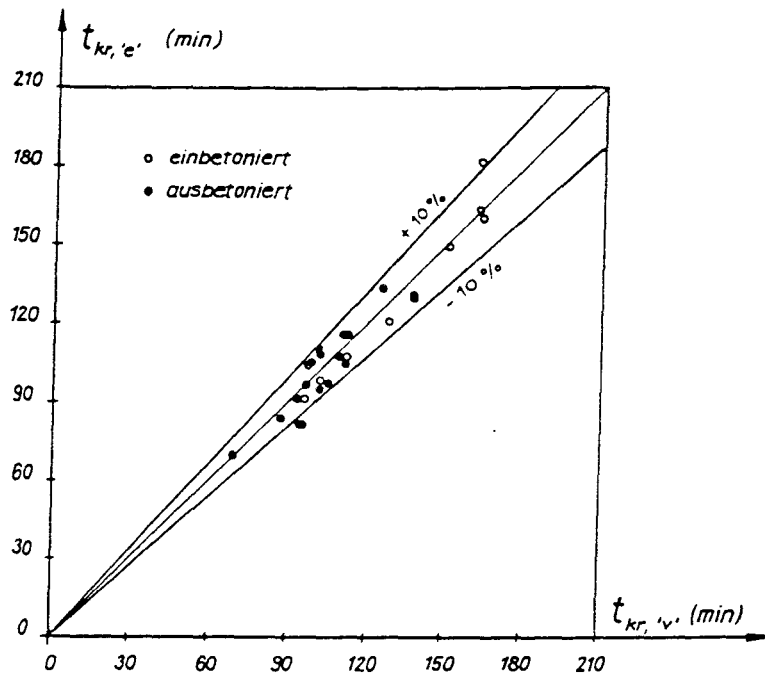


Bild 3.24 Vergleich von vereinfacht (Verfahren Gr) ermittelten Traglasten von Verbundstützen mit exakt berechneten und Brandversuchsergebnissen

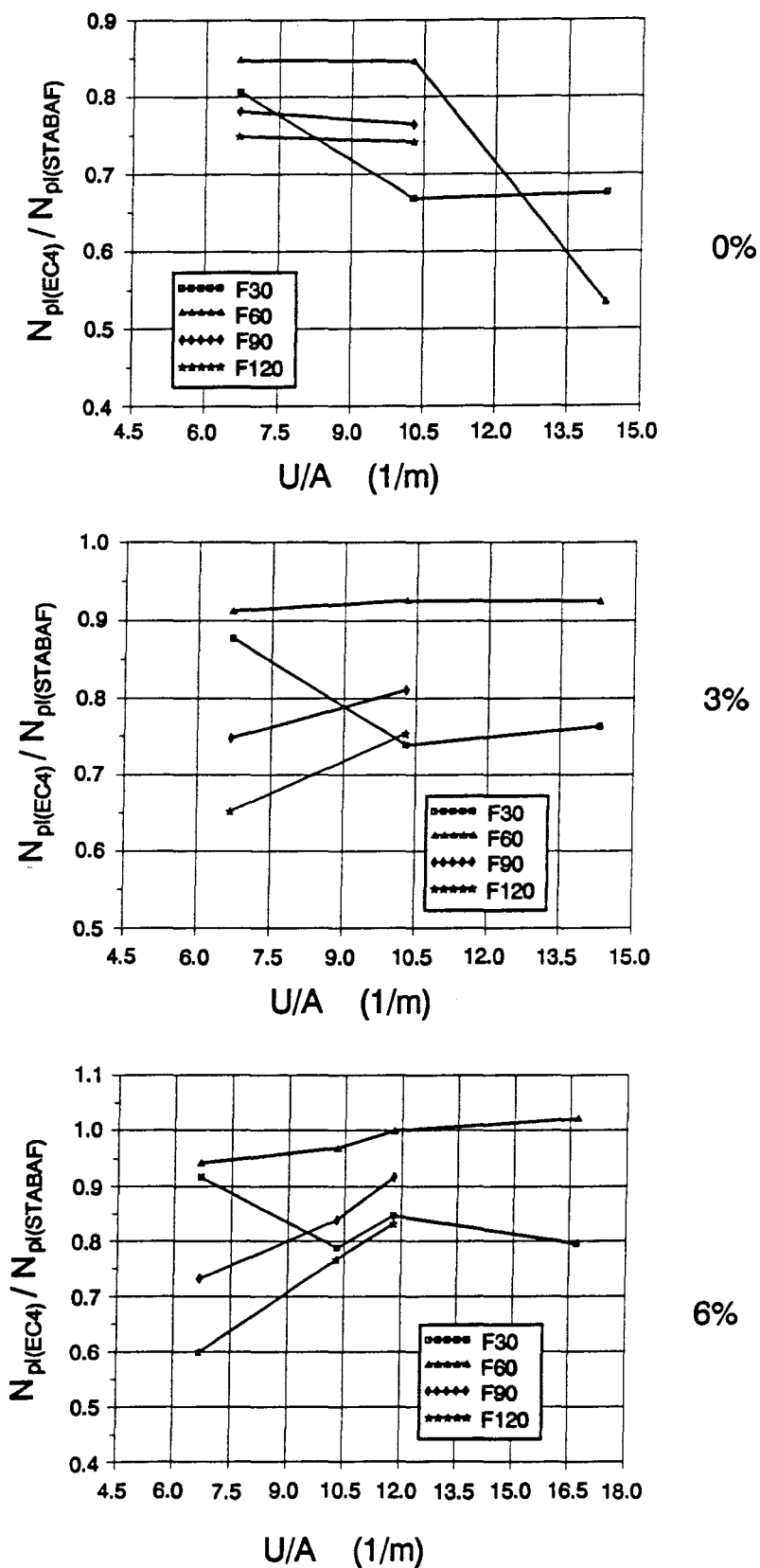


Bild 3.25 Vergleich berechneter plastischer Normalkräfte

In Bild 3.26 sind die auf die exakten Traglasten bezogenen Versagenslasten nach dem EC4-Verfahren für verschiedene U/A-Werte und Feuerwiderstandsdauern über der Knicklänge aufgetragen. Ähnlich wie bei der Querschnittstragfähigkeit liegen die vereinfacht berechneten Werte überwiegend auf der sicheren Seite. Dabei sind die Abweichungen bei U/A-Werten  $\geq 10 \text{ m}^{-1}$  akzeptabel, bei sehr massigen Querschnitten ( $U/A = 6,7 \text{ m}^{-1}$ , Industriebaustütze  $60 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$ ) führt das Verfahren bei Bemessung für F 90 und F 120 zu unwirtschaftlichen Ergebnissen.

Somit kann die Sichtung der vorhandenen vereinfachten Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbundstützen wie folgt zusammengefaßt werden:

- Das Jungbluth-Gradwohl-Verfahren (auch als Arbed-Verfahren bezeichnet) ist veraltet. Es erfaßt den Schlankheitseinfluß auf die Tragfähigkeit nicht richtig und ist in der vorgestellten Form nur bis zu Knicklängen im Brandfall bis zu 2 m sicher anwendbar.
- Das Verfahren von Klingsch-Muess-Wittbecker liefert für Verbundstützen des üblichen Hochbaus weitgehend auf der sicheren Seite liegende, für schwere Industriebaustützen unwirtschaftliche Ergebnisse. Es ist nur für die Feuerwiderstandsklasse F 90, zentrische Beanspruchung und Biegung um die schwache Achse (kammerbetonierte Stützen) anwendbar.
- Das Verfahren von Gradwohl kann als quasi exaktes Verfahren eingestuft werden, eine einfache Anwendung bleibt dem Praktiker jedoch versagt, da das notwendige Temperaturberechnungsprogramm nicht zugänglich ist.
- Das Verfahren nach Eurocode 4 Teil 1.2 für kammerbetonierte Verbundstützen liefert durchweg auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse, die jedoch bei höheren Feuerwiderstandsklassen und massigen Stützen (Industriebau) unwirtschaftlich werden. Die An-



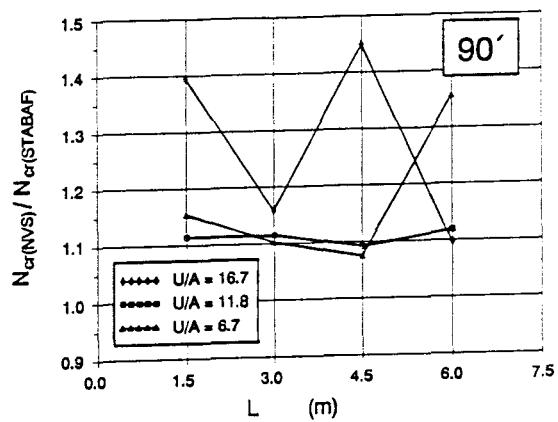
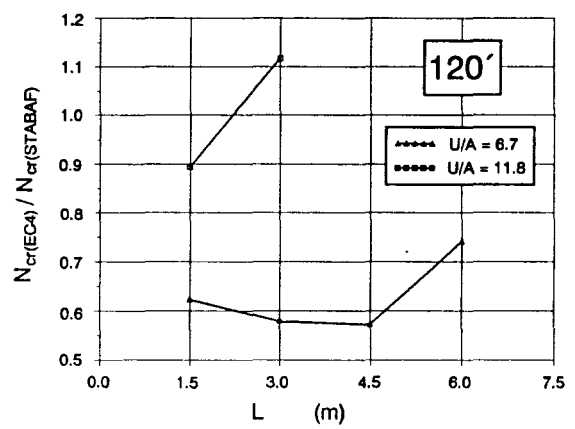
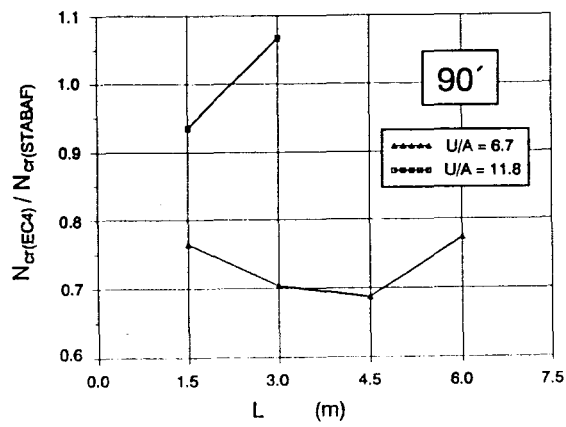
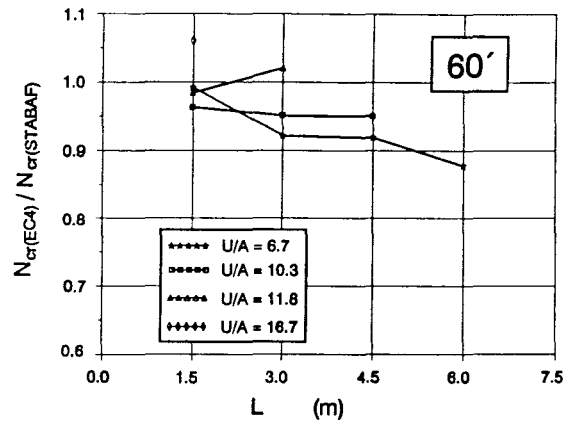
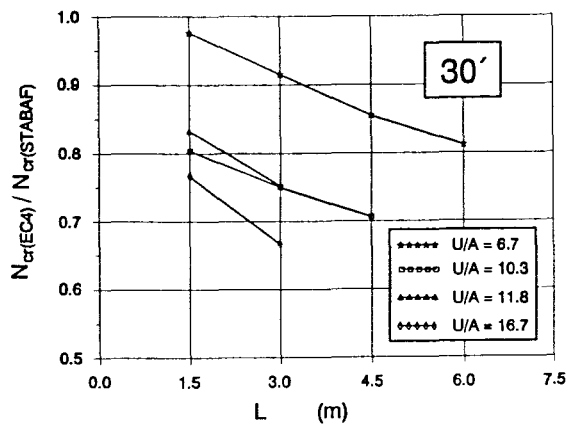


Bild 3.26 Vergleich berechneter Traglasten von Verbundstützen

wendung ist nur bei Biegung um die schwache Querschnittsachse möglich, die Feuerwiderstandsklasse F 180 fehlt.

- Das EC4-Verfahren für betongefüllte Hohlprofile liefert vertretbare Ergebnisse. Es hat jedoch, ähnlich wie das Verfahren von Gradwohl, den Nachteil, daß das Temperaturberechnungsprogramm nicht allgemein zugänglich ist.

Eine Weiterentwicklung bzw. Neuentwicklung der vereinfachten Bemessungsverfahren für Verbundstützen muß aufgrund der festgestellten Eigenschaften der vorhandenen Verfahren folgenden Aspekten besonders Rechnung tragen:

- Für den in der Praxis am häufigsten verwendeten Stützentyp mit kammerbetonierten Stahlprofilen muß ein Verfahren entwickelt werden, das möglichst in Handrechnung durchführbar und für die starke und schwache Biegeachse, zentrische und exzentrische Belastung sowie für alle Feuerwiderstandsklassen anwendbar ist.
- Für Stützentypen mit Hohlprofilen und vollständig einbetonierten Stahlprofilen ist ein Verfahren ausreichend, bei dem die Traglastermittlung vereinfacht, die Temperaturanalyse jedoch exakt mit Hilfe eines PC-lauffähigen Programms erfolgt. Dieses Verfahren sollte beide Biegerichtungen und alle Feuerwiderstandsklassen einschließen.

#### 4 Vervollständigung der experimentellen Basisdaten

##### 4.1 Verbundstützen - Absicherung der Feuerwiderstandsklasse F 180

###### 4.1.1 Versuchsergebnisse

Es wurden zwei Brandversuche an kammerbetonierten Verbundstützen durchgeführt, deren Querschnittsabmessungen an der unteren Grenze der für das Erreichen der Feuerwiderstandsklasse F 180 erforderlichen Mindestquerschnittsabmessungen gewählt wurden, was einen für die rechnerische Simulation besonders kritischen Fall darstellt. Die planmäßige Biegerichtung war die schwache Achse der Stützen. Planung und Durchführung der beiden Brandversuche sind ausführlich im Untersuchungsbericht Nr. 9123/6709A -Dn/bd- des iBMB vom 15.06.1993 beschrieben. Die wichtigsten Angaben zu den Versuchen sind in Tabelle 4.1 zusammengestellt.

Tabelle 4.1 Angaben zu den Versuchsstützen S1 und S2

Stütze	Profil/ Festig- keiten	Länge	Bewehrungs- gehalt	Versuchs- last/ Lastaus- mitte	Lastaus- nutzungs- grad, kalt	erreichte Versagens zeit
		[m]	[%]	[kN]/[cm]	[-]	[min]
S1	HE A 300 St 37 B 55	3,74	5,9	725/ 0,7	0,182	178 <sup>1)</sup>
S2	SCH <sup>2)</sup> 400/400/ 20/25mm St B 55	5,71	2,95	1650/ 1,0	0,24	200 <sup>3)</sup>  52

<sup>1)</sup> Die Versuchslast wurde nach 48 Minuten wegen Abplatzungen auf 300 kN reduziert.

<sup>2)</sup> SCH = Schweißprofil

<sup>3)</sup> Nach 200 Minuten konnte die Last auf 1880 kN bis zum Versagen gesteigert werden

Da die Stütze S2 (Schweißprofil) das Auslegungsziel mit voller Bemessungslast sicher erreichte, kann die Feuerwiderstandsklasse F 180 aufgrund der beiden durchgeführten Versuche als abgesichert angesehen werden.

#### 4.1.2 Verifikation des Simulationsprogramms STABA-F für F 180-Verbundstützen

Die Absicherung des exakten Rechenprogramms [5] für die Feuerwiderstandsklasse F 180 erfolgte anhand der Messungen des Versuchs S2. Auf eine Nachrechnung des Versuchs S1 wurde wegen der im Verlauf des Brandversuchs aufgetretenen Betonabplatzungen, die rechnerisch nicht nachvollzogen werden können, verzichtet.

Die Versuchsnachrechnung erfolgte unter Ansatz der gemessenen Festigkeiten der Baustoffe nach den Angaben im Untersuchungsbericht. Die Berechnung wurde mit einer Zeitschrittweite von 10 Minuten bis zur Branddauer von drei Stunden und von diesem Zeitpunkt an in Schritten von fünf Minuten durchgeführt.

Im Bild 4.1 sind die berechneten Temperaturen für ausgewählte Meßstellen im Stützenquerschnitt dargestellt. Für gleiche Meßpositionen im Querschnitt ergeben sich infolge des vertikalen Temperaturprofils im Brandprüfstand an verschiedenen Schnitten in Längsrichtung der Stütze unterschiedliche Meßwerte. Im Bild 4.1 sind die Streubereiche für die einzelnen Meßstellen schraffiert eingetragen. Die berechneten Temperaturen liegen in allen Fällen innerhalb dieser Bereiche.

Das Bild 4.2 zeigt eine Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Verformungen der Verbundstütze während des Brandversuchs. Die Übereinstimmung kann als zufriedenstellend bezeichnet werden.

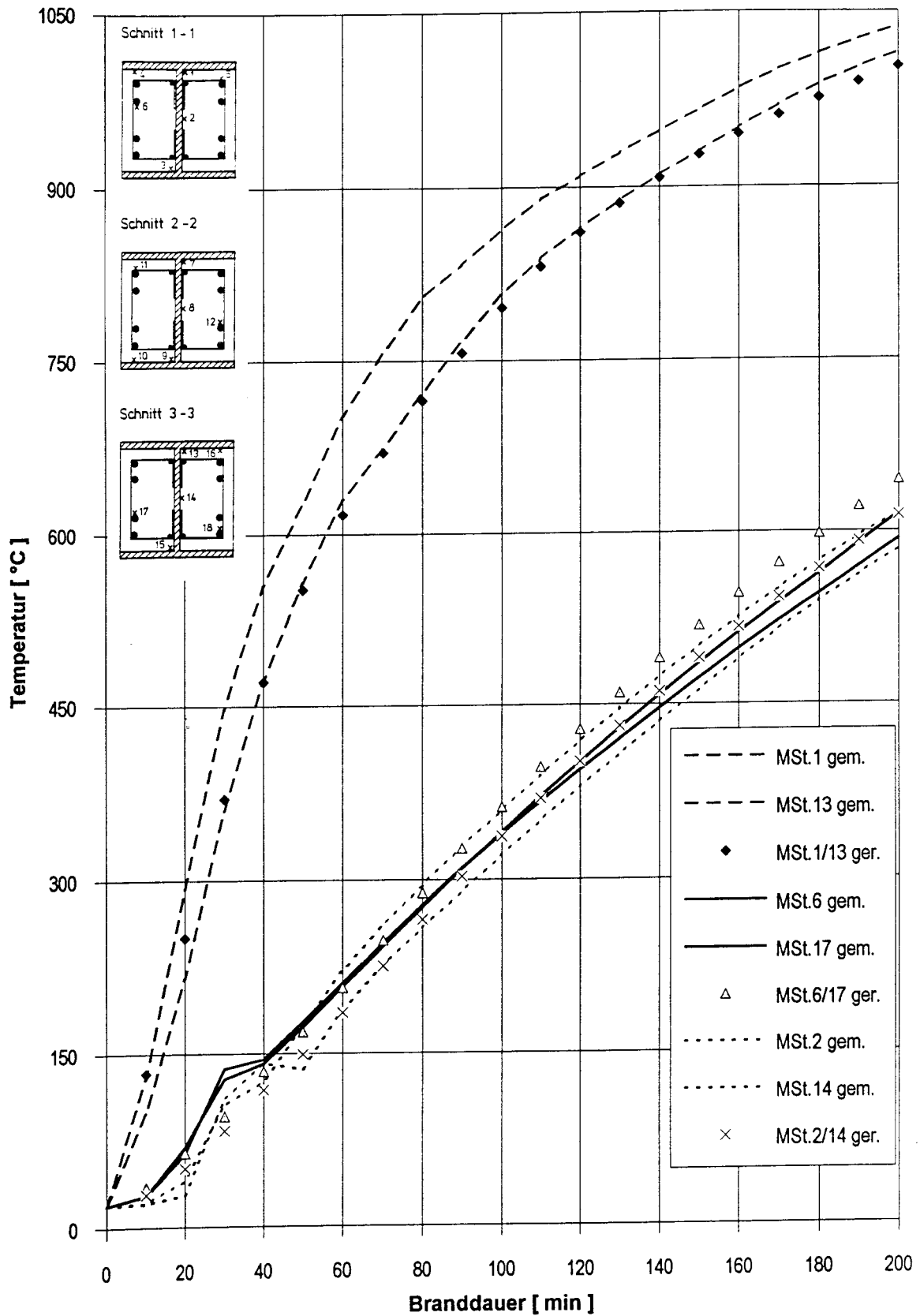


Bild 4.1 Vergleich gemessener und berechneter Temperaturen

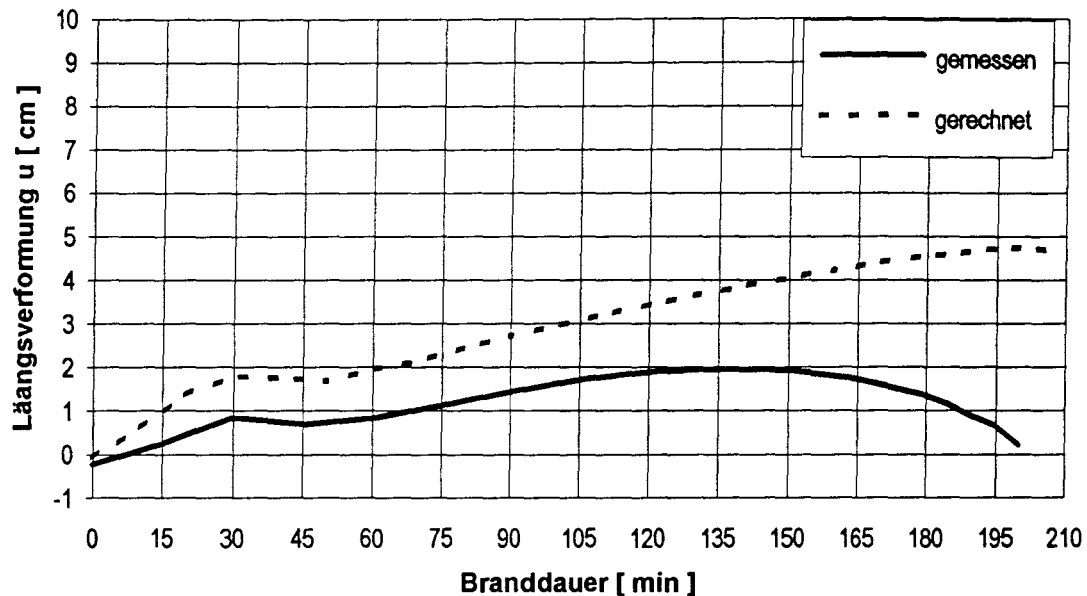


Bild 4.2 Vergleich gemessener und berechneter Längsverformungen der Verbundstütze

Im Brandversuch erreichte die Stütze S2 mit einer Last von  $N = 1650$  kN die Feuerwiderstandsdauer von 180 Minuten sicher. Nach 200 Minuten konnte die Belastung bis zum Versagen der Stütze auf  $N_{u,exp} = 1880$  kN gesteigert werden. Bei der Versuchsnachrechnung versagte die Stütze mit der Last von  $N = 1650$  kN zwischen der 200. und 205. Minute. Außerdem wurde eine Traglastberechnung nach 200 Minuten Brandbeanspruchung durchgeführt. Dabei ergab sich eine Versagenslast von  $N_{u,cal} = 1732$  kN. Die Versuchssimulation liefert somit im vorliegenden Fall ein konservatives Ergebnis. Die Eignung des Programms STABA-F zur zuverlässigen Abschätzung von Versagenslast und -zeit bei Verbundstützen konnte damit auch im Bereich von Brandbeanspruchungsdauern über drei Stunden belegt werden.

## 4.2 Verbundträger - Absicherung der Feuerwiderstandsklasse F 180

### 4.2.1 Versuchsergebnisse

Es wurden insgesamt vier Brandversuche an kammerbetonierten Stahlverbundträgern durchgeführt, die zur Ergänzung der experimentellen

Datenbasis hinsichtlich der mitwirkenden Plattenbreite von Verbundträgern im Brandfall dienten. Ein Versuch war gleichzeitig auf die Absicherung der Feuerwiderstandsklasse F 180 ausgelegt. Planung und Durchführung der vier Brandversuche sind ausführlich im Untersuchungsbericht Nr. 9123/6709B -Dn/bd- des iBMB vom 15.06.1993 beschrieben. Die wichtigsten Angaben zu den Versuchen sind in Tabelle 4.2 zusammengestellt.

Tabelle 4.2 Angaben zu den Versuchsträgern 1 bis 4

Nr.	Profil/ Bewehrung	Stahl- beton- decke	Stütz- weite [m]	vorh $M_{VT}$ [kNm]	zul $M_{VT}$ [kNm]	$\alpha_{VT}$	vorh $M_{PL}$ [kNm/m]	zul $M_{PL}$ [kNm/m]	$\alpha_{PL}$	Ausle- gung	erreichte Versagenszeit/ Bemerkungen
1	HE A 340 St 37 B 35 6 $\phi$ 28	d = 14 cm b = 240 cm B 45	7,20	356	640	0,55	15,2	19,1	0,8	F 180	184. Minute: vorh M gesteigert auf 400 kNm -> Abbruch wegen Ab- rutschens des Lastverteilers, max w = 37 cm
2	IPE 400 St 52 B 35 6 $\phi$ 20	d = 14 cm b = 240 cm B 55	7,20	412	677	0,6	18,0	19,6	0,92	F 120	121. Minute: vorh M gesteigert auf 430 kNm, großflächige Ab- platzungen an der Deckenun- terseite nach 20 - 30 Minuten
3	SP 280/300/ 8/10 St 37 B 35 2 $\phi$ 25	d = 12 cm b = 240 cm B 45	7,20	335	335	1,0	12,1	12,1	1,0	F 90	105. Minute: Abbruch wegen Erreichens des maximalen Pressenhubs max w = 37,8 cm
4	HE A 200 St 37 B 35 4 $\phi$ 20	d = 12 cm b = 240 cm B 45	4,90	127	178	0,7	12,1	12,1	1,0	F 120	120. Minute: Abbruch wegen Abrutschen eines Lastverteilerträgers w = 30,6 cm

(Indices: VT = Verbundträger, PL = Platte am Anschnitt)

Der Verbundträger des Versuchs 1 mit einem Stahlprofil HE A 340 und einer im schubfestem Verbund liegenden Stahlbetondeckenplatte d = 14 cm war bei einem Lastausnutzungsgrad von 55 % bezogen auf das zulässige Moment im Kaltzustand noch über die Branddauer von 180 Minuten hinaus tragfähig. Der Versuch wurde nach 184 Minuten und Steigerung der Belastung auf 62,5 % der zulässigen Last abgebrochen, ohne daß der Versagenszustand erreicht wurde.

Die Feuerwiderstandsklasse F 180 kann aufgrund dieses Brandversuches für kammerbetonierte Verbundträger als abgesichert angesehen werden.

Einer der entscheidenden Parameter für das Tragverhalten von Verbundträgern ist die obere Querbewehrung der Stahlbetondeckplatte, da sie die Spaltzugkräfte aus der Einleitung der Druckkräfte in die Platte aufzunehmen hat [9]. Die Schubbemessung der Versuchskörper für den Brandfall orientierte sich am Bemessungsansatz der E DIN 4102 Teil 4 (08.92) [3]. Die so bewehrten Versuchskörper erreichten alle die angestrebte Feuerwiderstandsdauer. Die bei der Bemessung angesetzte mitwirkende Plattenbreite wie im Kaltzustand konnte demnach mit der vorhandenen Bewehrung aktiviert werden. Es kann daher festgestellt werden, daß der Bemessungsansatz der E DIN 4102 zutrifft bzw. auf der sicheren Seite liegt. Ob eine Reduktion der nach diesem Ansatz ermittelten Bewehrung möglich ist, wird durch eine begleitende theoretische Untersuchung geprüft (Abschnitt 5).

#### 4.2.2 Verifikation des Simulationsprogramms STABA-F für F 180-Verbundträger

Die Nachrechnung des Versuchs 1 (HE A 340,  $d = 14$  cm) erfolgte unter Ansatz der gemessenen Festigkeiten der Baustoffe nach den Angaben im Untersuchungsbericht. Die Berechnung wurde mit einer Zeitschrittweite von 30 Minuten bis zur Branddauer von zwei Stunden und von diesem Zeitpunkt an in Schritten von zehn Minuten durchgeführt.

Da die gute Übereinstimmung berechneter und gemessener Temperaturen bereits in Abschnitt 4.1 gezeigt wurde, wird an dieser Stelle auf eine entsprechende Darstellung verzichtet.

Das Bild 4.3 zeigt eine Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Verformungen (oben Längsverformung, unten Mittendurchbiegung) des Verbundträgers während des Brandversuchs. Die Über-



einstimmung kann als zufriedenstellend bezeichnet werden. Die Rechnung liefert konservative Ergebnisse in bezug auf die Durchbiegung.

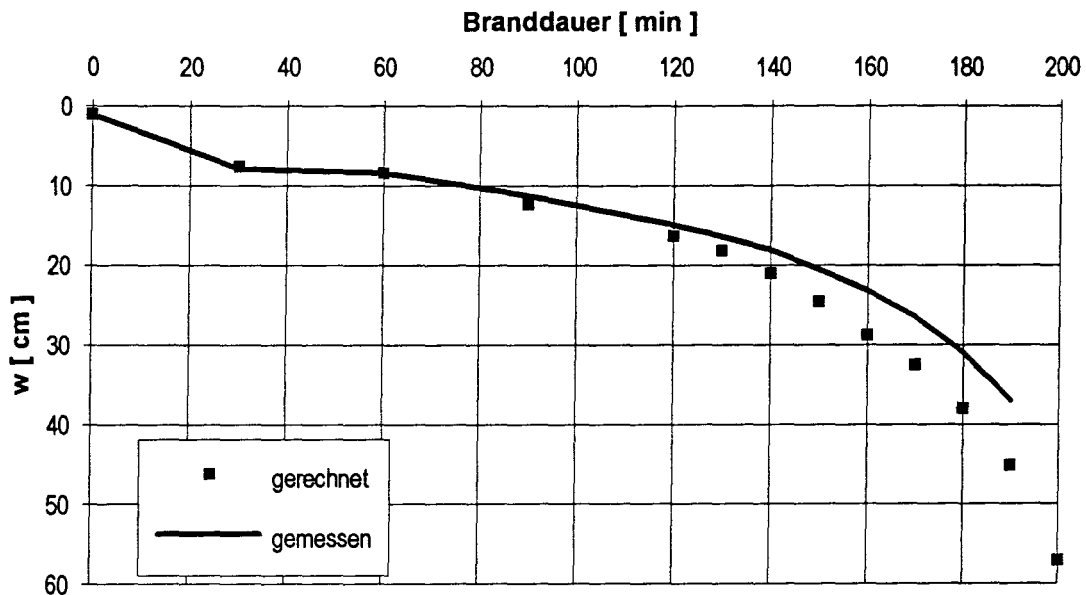


Bild 4.2 Vergleich gemessener und berechneter Mittendurchbiegungen des Verbundträgers

Im Brandversuch erreichte der Verbundträger die Feuerwiderstandsdauer von 180 Minuten bei einem Lastausnutzungsgrad von 55 % sicher. Nach 184 Minuten und weiterer Laststeigerung auf 62,5 % wurde der Versuch vor Erreichen des Versagenszustands abgebrochen. Die Berechnung weist den Versagenszeitpunkt zwischen der 205. und 210. Minute der Brandbeanspruchungsdauer aus. Da die berechneten Durchbiegungen im Vergleich zur Messung größer sind, liegt der berechnete Zeitpunkt des Versagens auf der sicheren Seite.

Die Versuchssimulation liefert somit im vorliegenden Fall ein konservatives Ergebnis. Die Eignung des Programms STABA-F zur zuverlässigen Abschätzung von Versagenslast und -zeit bei Verbundträgern ist damit auch im Bereich von Brandbeanspruchungsdauern über drei Stunden nachgewiesen.

### **4.3 Verbindungsmittel für Träger-Stützen- bzw. Träger-Träger-Anschlüsse**

#### **4.3.1 Allgemeines**

Zur Gewinnung grundlegender Erkenntnisse des Tragverhaltens von Verbindungsmitteln im Hochtemperaturbereich wurden im Rahmen dieses Forschungsvorhabens sog. Warmkriechversuche an Schrauben und Schweißnähten geplant und im Unterauftrag vom Institut für Schweißtechnik (IfS) der TU Braunschweig durchgeführt.

Der Begriff Warmkriechversuch ist wie folgt definiert: eine bei Raumtemperatur statisch belastete Probe wird mit einer gewählten Aufheizgeschwindigkeit erwärmt, dabei wird die Verformung der Probe gemessen und die Belastung konstant gehalten.

Diese Versuchstechnik simuliert den Ablauf bei einem realen Schadenfeuer, bei dem die unter Last stehenden Bauteile einer stationären Temperaturbeanspruchung ausgesetzt sind. Sie wurde im Rahmen der Arbeiten des Sonderforschungsbereichs SFB 148 "Brandverhalten von Bauteilen" entwickelt. Auf den damals erzielten Versuchsergebnissen basieren die heute in exakten Rechenprogrammen zur Brandversuchssimulation verwendeten Spannungs-Dehnungs-Linien der Konstruktionsbaustoffe Beton, Bau- und Betonstahl. Da über das Hochtemperaturverhalten von Verbindungsmitteln bislang nur sehr wenige Versuchsergebnisse, meist nur von Warmzugversuchen, vorlagen, konnten mit den zur Verfügung stehenden Mitteln im laufenden Vorhaben natürlich nur Grundlagenversuche durchgeführt werden.

In den Anschlußbereichen von Verbundbauteilen ist bei brandschutztechnisch wirksam geschützten Verbindungsmitteln mit einer Aufheizgeschwindigkeit von etwa 4 bis 5 K/min zu rechnen. Bei ungeschützter Lage beträgt dieser Wert bis zu 11 K/min. Um die Anzahl der durchgeführten Versuche zu begrenzen, wurden diese ausschließlich mit der niedrigen Aufheizgeschwindigkeit von ca. 4,5 K/min gefahren. Damit sind längere Kriechzeiten und daher

geringere, d. h. auf der sicheren Seite liegende Versagens-temperaturen zu erwarten.

Die Ergebnisse der durchgeführten Warmkriechversuche sind im Untersuchungsbericht 9123/6709D -Dn/bd- des iBMB ausführlich dokumentiert. Im folgenden werden die wesentlichen, für die Umsetzung in vereinfachte Rechenansätze wichtigen Versuchsergebnisse kurz zusammengestellt.

#### 4.3.2 Ergebnisse der Warmkriechversuche an Schweißnähten

Es wurden Versuche an geschweißten Proben aus St 52-3 und RSt 37-2 durchgeführt. Die Schweißnähte der Proben hatten Nahtdicken von 3 mm bei einer Länge von 30 mm. Zur Untersuchung des Einflusses der Nahtdicke wurden zusätzliche Versuche mit 6 mm dicken Schweißnähten gleicher Länge an Blechen aus St 960E durchgeführt.

Nach Auswertung der Versuche wurde folgende Definition einer theoretischen Bruchtemperatur als Versagenstemperatur vorgeschlagen:

Eine Probe versagt theoretisch beim Erreichen der Gleichmaßverformung, hier gemeint als plastische Verschiebung von ca. 0,5 mm, des Raumtemperaturversuchs. Die zugehörige Temperatur liegt etwa 15 K unter der tatsächlichen Bruchtemperatur. Aufgrund der geringen Anzahl der vorliegenden Versuchsergebnisse wurde als Versagenstemperatur der Wert bei Erreichen einer Verformungsgeschwindigkeit von 0,5  $\mu\text{m/s}$ , einer plastischen Verschiebung von 0,3 mm und einer Temperaturreserve von 15 K, bezogen auf die theoretische Bruchtemperatur, festgelegt.

Eine für die Übertragung auf brandbeanspruchte Bauteile kritische Temperatur könnte im Bereich zwischen dieser Versagenstemperatur und der Temperatur bei 0,2 mm plastischer Verschiebung definiert werden. Im Bild 4.4 sind die für diese Kriterien in den Warmkriechversuchen gemessenen Temperaturen über der relativen Schubbeanspruchung aufgetragen. Das Diagramm gilt für Schweißnahtdicken

von 3 mm. Bei Anwendung auf größere Schweißnahtdicken ist die Bezugsspannung (Bezeichnung in Bild 4.4:  $\sigma_{w,R,d}$ ) von  $194 \text{ N/mm}^2$  im Verhältnis der Bruchspannungen im Kaltzustand zu reduzieren. Die Bruchfestigkeit bei vorhandener Nahtdicke kann nach [22] berechnet werden zu

$$T_{br} = 415 - (a_w - 3) \cdot 34 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \text{mit } a_w \text{ in mm.}$$

Dieser Zusammenhang gilt für Verhältnisse von Schweißnahtlänge zu -dicke  $l/a_w \leq 60$ , ein Maß, das bei Knaggen- und Laschenanschlüssen von Verbundbauteilen im Regelfall nicht überschritten wird.

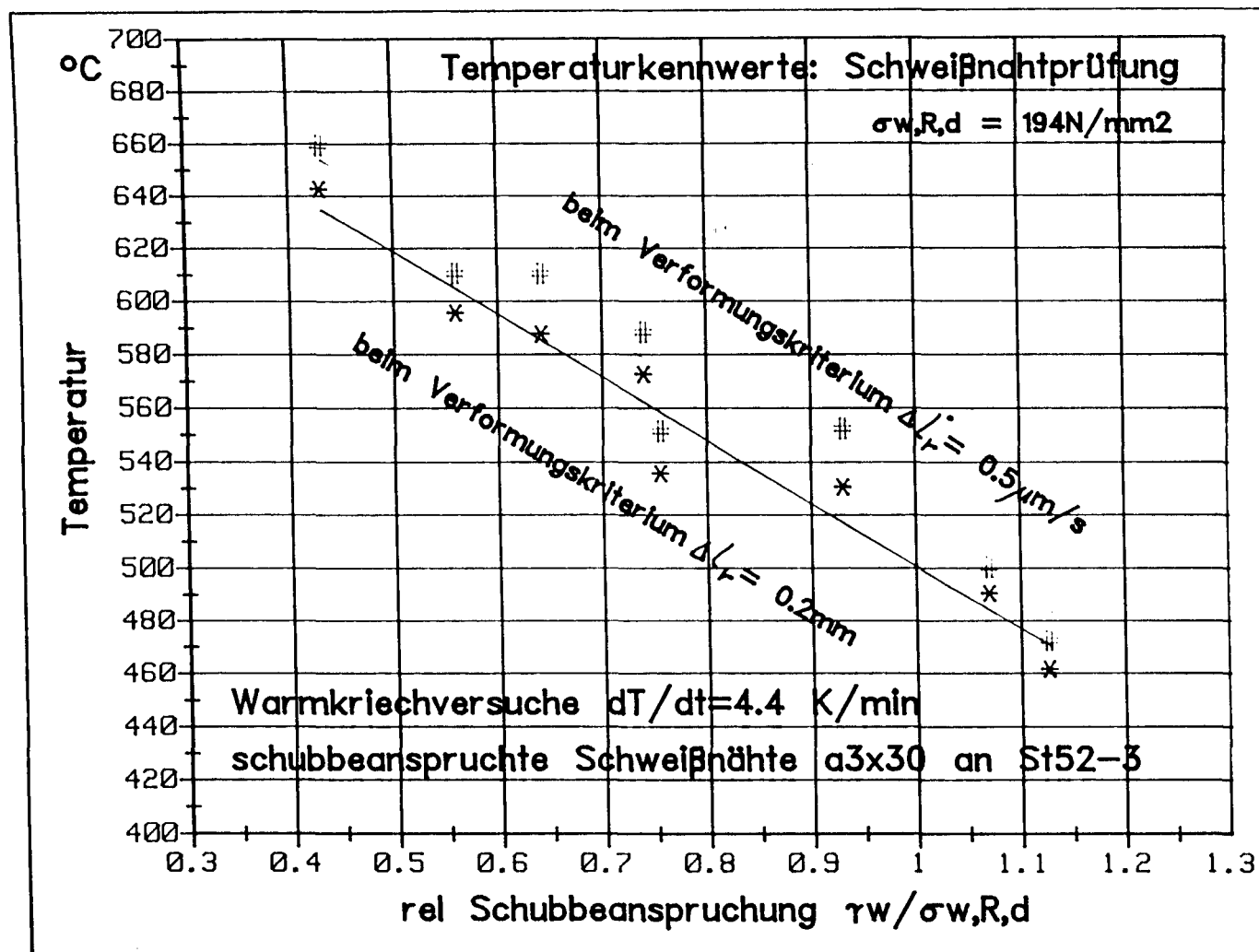
#### 4.3.3 Ergebnisse der Warmkriechversuche an Schrauben

##### 4.3.3.1 Zugbeanspruchung

Es wurden Warmkriechversuche an Schrauben der Festigkeitsklassen 4.6 und 10.9 durchgeführt. Nachdem Vergleichsversuche keine signifikanten Unterschiede bei verschiedenen Schraubendurchmessern gezeigt hatten, wurden alle weiteren Untersuchungen zur Begrenzung der Anzahl der durchzuführenden Versuche ausschließlich an Schrauben M16 vorgenommen.

Nach Vergleich der Temperaturmeßwerte bei verschiedenen plastischen Dehnungen wurde als kritischer Wert die Temperatur bei einer Kriechgeschwindigkeit  $\dot{\epsilon} = 2 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$  vorgeschlagen. Bei diesem Dehnungskriterium ergeben sich plastische Dehnungen im Bereich von 0,8 %, was aufgrund der geringen Gleichmaßdehnungen von Schrauben der Güte 10.9 als gerechtfertigter Grenzwert anzusehen ist. Im Rahmen dieser Grundlagenuntersuchungen konnte nicht festgestellt werden, bei welcher plastischen Dehnung die Mutter vom Gewinde abstreift. Damit ist jedoch spätestens beim Einschnüren der Schraube in der Nähe der Mutter zu rechnen, wobei die Einschnürung zuerst bei den weniger verformungsfähigen 10.9-Schrauben zu erwarten ist.

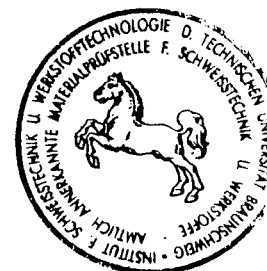
Bild 4.4 Temperaturkennwerte für Kehlnähte



ifs

Inst. f. Schweißtechnik

TU Braunschweig



14.06.93 11.07 Uhr

SCHWEIß1 SCHWEIß1

Im Bild 4.5 sind die Versuchsergebnisse in Form des Temperaturkennwerts beim o. g. Dehnungskriterium über der relativen Zugbeanspruchung aufgetragen. Die Bezugsspannung, orientiert an den zulässigen Spannungen der DIN 18 800 (03.81), ist jeweils mit in das Diagramm eingetragen. Bei voller Ausnutzung dieser Spannung ergeben sich kritische Temperaturen von etwa 560 °C für die Festigkeitsklasse 4.6 bzw. 510 °C für die Festigkeitsklasse 10.9.

#### 4.3.3.2 Scherbeanspruchung

Die Warmkriechversuche wurden zur Begrenzung der Gesamtversuchszahl ausschließlich an Schrauben M16 der Festigkeitsklassen 4.6 und 10.9 durchgeführt. Untersucht wurden die Einbauvarianten mit Lochspiel von 1 mm bzw. mit Lochversatz der Schervorrichtungshälften und anliegender Schraube. Die zweite Variante liefert größere Scherversatzwege, aber nicht zwangsläufig größere Scherversatzwege der Schraube. Daher wurden aufgrund der eindeutigeren Zuordnung von gemessenem Weg zur Scherverformung die Versuche zur Bestimmung von Kennwerten für die kritische Temperatur in allen Fällen an Proben der zweiten Einbauvariante durchgeführt.

Die Berechnung der Kriechgeschwindigkeit  $s_{rel}$  erfolgte anhand des auf den Schraubendurchmesser bezogenen Scherversatzwegs. Als kritische Temperatur wurde der Temperaturkennwert des Verformungskriteriums  $\dot{\epsilon} = 1 \cdot 10^{-4} \text{ s}^{-1}$  entsprechend einem Scherversatzweg von ca. 0,8 mm vorgeschlagen. Die bei dieser Verformungsgeschwindigkeit gemessenen Temperaturen sind im Bild 4.6 über der relativen Scherbeanspruchung aufgetragen, die Bezugsspannung ist jeweils mit angegeben. Bei voller Spannungsausnutzung ergeben sich danach kritische Temperaturen von 500 °C für Schrauben 4.6 bzw. ca. 480 °C für Schrauben 10.9.

Bild 4.5 Temperaturkennwerte für zugbeanspruchte Schrauben

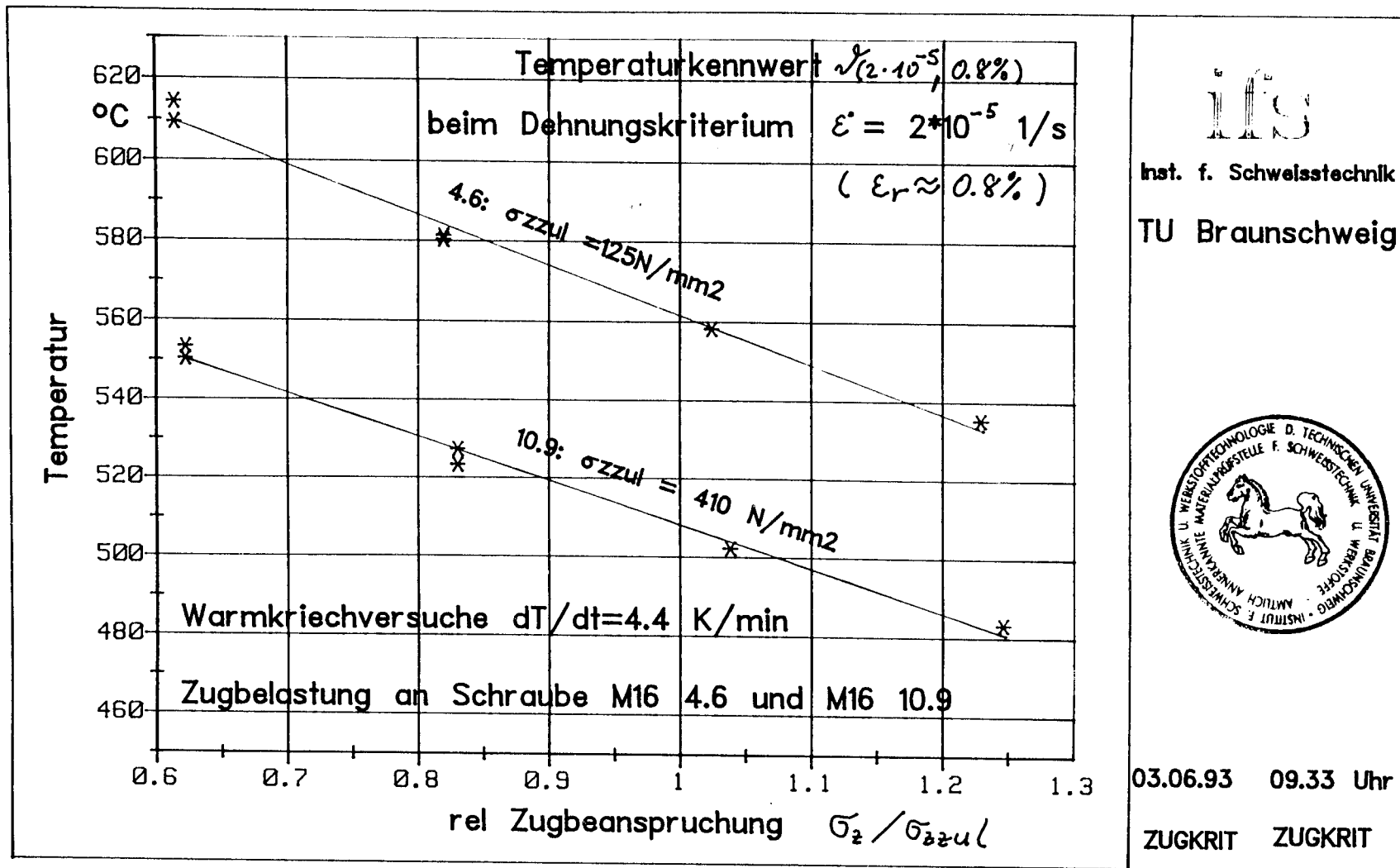
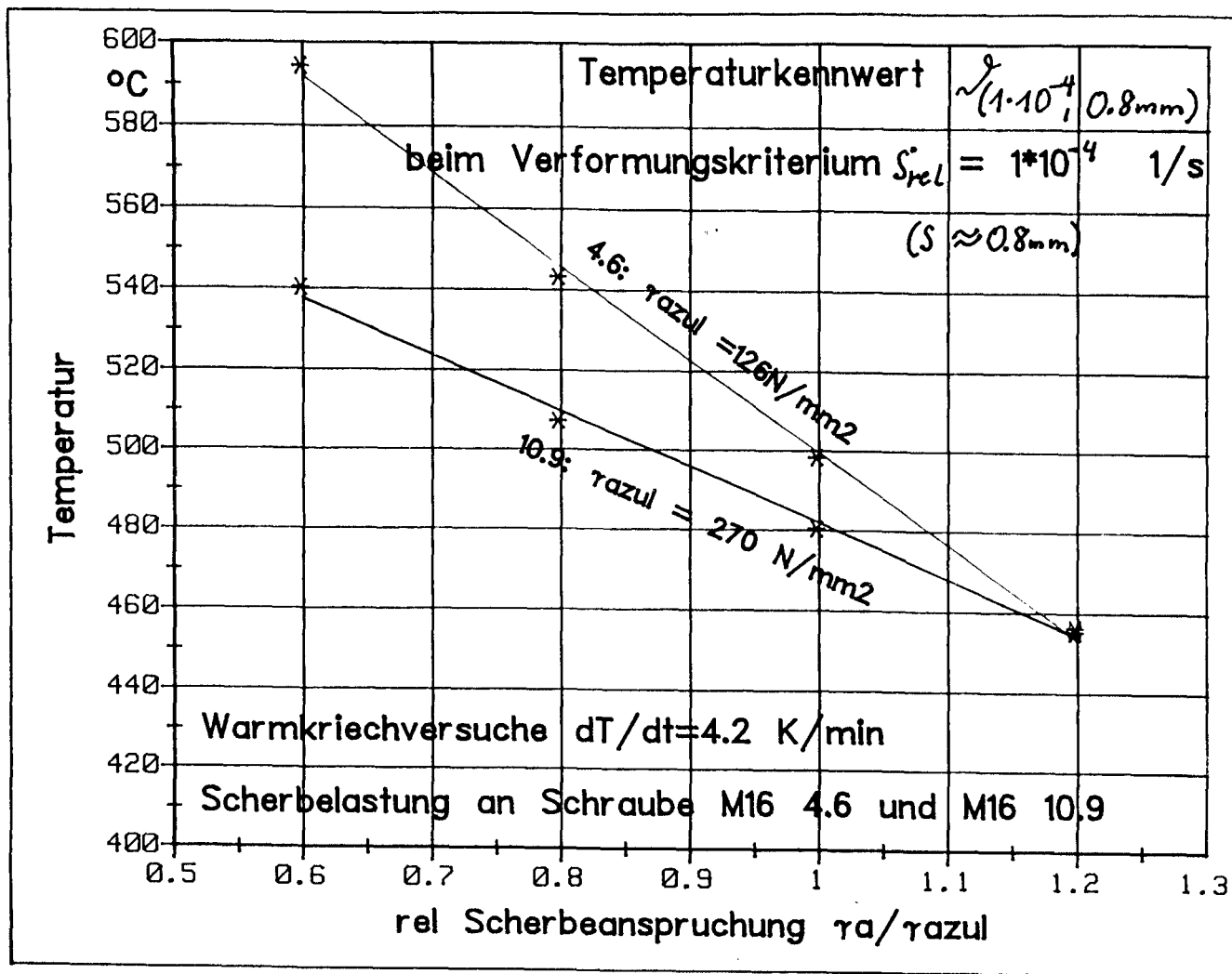


Bild 4.6 Temperaturkennwerte für scherbeanspruchte Schrauben



ifs

Inst. f. Schweißtechnik

TU Braunschweig



08.06.93 07.00 Uhr

SCHKRIT SCHKRIT



#### 4.3.3.3 Kombinierte Scher- und Zugbeanspruchung

Es wurden insgesamt vier Versuche unter kombinierter Scher- und Zugbelastung an Schrauben M16 4.6 durchgeführt. Der Lastausnutzungsgrad wurde dabei so gewählt, daß jeweils 60 % der zulässigen Zug- bzw. Scherbeanspruchung nach o. g. Definition ausgenutzt wurden.

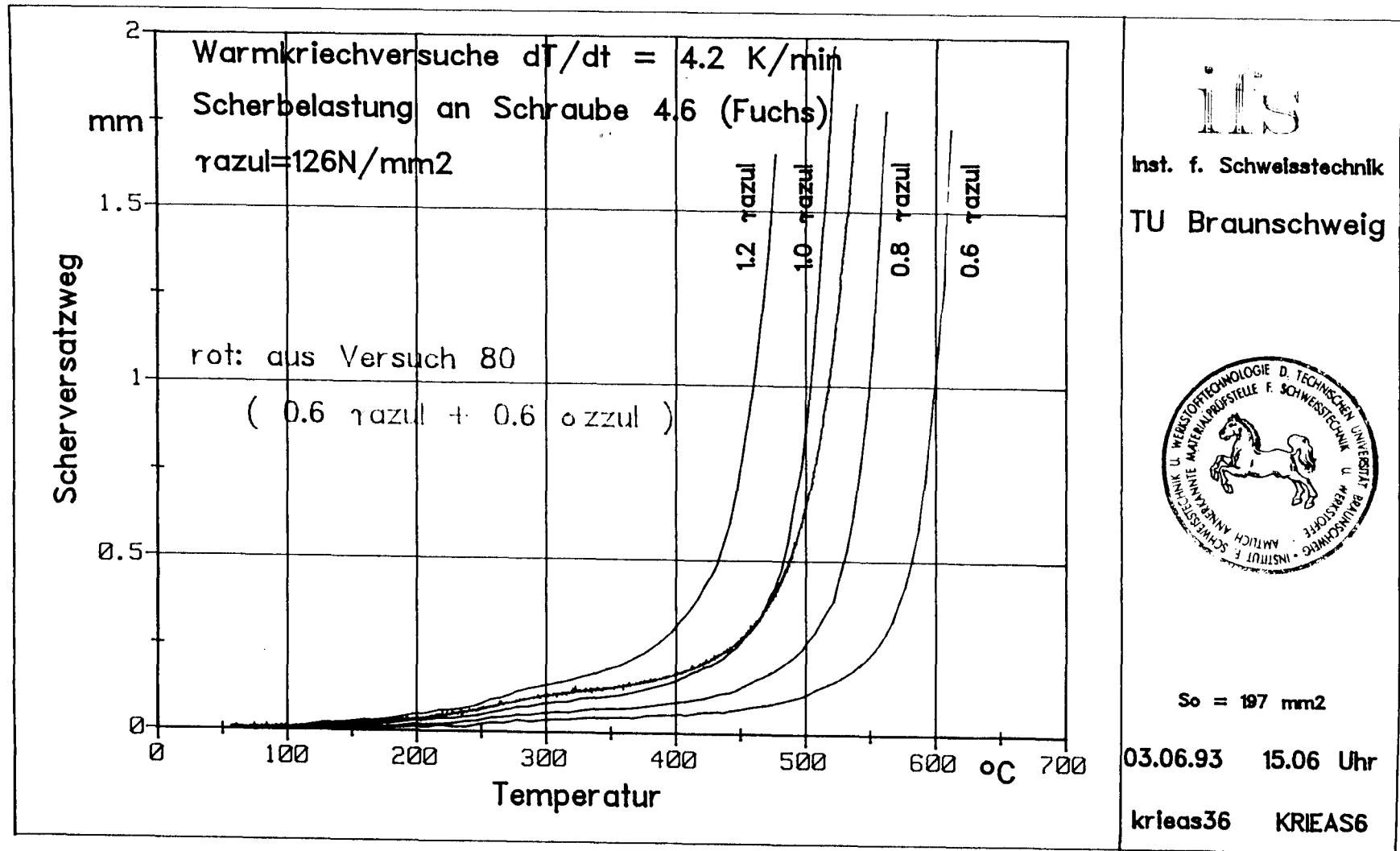
Die Auswertung ergab, daß die Scherverformungskurve des kombinierten Versuchs im Vergleich zur reinen Scherbeanspruchung einer Kurve mit 90 % Auslastung entspricht. Dies ist gleichbedeutend mit einer um ca 80 K niedrigeren kritischen Temperatur. In Bild 4.7 ist die aus dem kombinierten Versuch durch Umrechnung gewonnene Kurve in das Diagramm des reinen Scherversuchs eingetragen.

#### 4.3.4 Ergebnisse der Anschlußdetailbrandversuche

Zur Gewinnung von experimentellen Daten, die zur Übertragung der Ergebnisse der Warmkriechversuche an Verbindungsmitteln auf Bauteile im Einbauzustand herangezogen werden können, wurden acht Brandversuche an Anschlußdetailkonstruktionen durchgeführt. Dabei stellten die Versuchskörper aus Profilverbundbauteilen jeweils einen Tragwerksausschnitt, bestehend aus einem Stützenabschnitt mit angeschlossenem Trägerabschnitt, dar. Es wurde in jedem Versuch gezielt eine kraftübertragende Komponente auf ihr Tragverhalten im Einbauzustand an einem Bauteil untersucht.

Frühere Brandprüfungen wurden stets vor dem Hintergrund eines konkreten Anwendungsfalls mit dem Ziel durchgeführt, die angestrebte Feuerwiderstandsklasse durch Überdimensionierung und gleichzeitige Verwendung mehrerer Verbindungselemente sicher zu erreichen. Im Gegensatz dazu wurde die Versuchsdauer hier durch Erreichen eines definierten Versagenszustands bestimmt. Dadurch konnten Erkenntnisse über das Bruchverhalten der einzelnen Verbindungsmittel im Einbauzustand unter Hochtemperatureinwirkung gewonnen werden.

Bild 4.7 Vergleich zwischen kombinierter Scher- und Zugbeanspruchung und reiner Scherbeanspruchung



Die durchgeführten Versuche sind ausführlich im Untersuchungsbericht 9123/6709C -Dn/bd- des iBMB vom 15.06.1993 dokumentiert. In den folgenden Tabellen 4.1 und 4.2 sind Angaben zu den untersuchten Anschlußvarianten, Verbindungsmitteln und variierten Parametern zusammen mit den wichtigsten Versuchsergebnissen aufgelistet.

Tabelle 4.1 Untersuchte Anschlußdetails

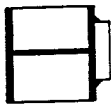
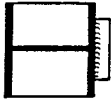
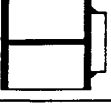
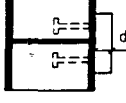
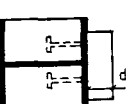
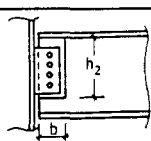
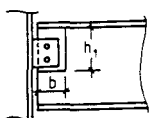
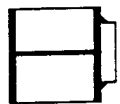

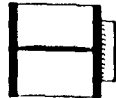

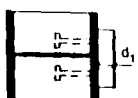
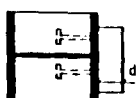
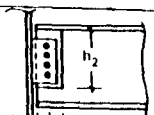
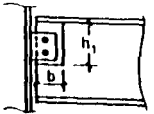

Versuch Nr.	Anschlußquerschnitt	Anschlußkomponenten	untersuchte Verbindungselemente	Parameter
1		Knagge $t = 40$ mm angeschweißt mit Flankenkehlnähten $a_w = 5$ mm	Kehlnähte	-
2		Knagge $t = 40$ mm angeschweißt mit Stirnkehlnähten $a_w = 6$ mm	Kehlnähte	Beanspruchungsrichtung
3		Knagge $t = 40$ mm angeschweißt mit Flankenkehlnähten $a_w = 5$ mm	Kehlnähte	Lastausnutzungsgrad
4		Knagge $t = 40$ mm rückverankert mit 4 Kopfbolzendübeln $\phi 16$ mm $l = 100$ mm	Schweißung Kopfbolzen-Knagge	-
5		Knagge $t = 40$ mm rückverankert mit 4 Kopfbolzendübeln $\phi 16$ mm $l = 100$ mm	Schweißung Kopfbolzen-Knagge	Dicke des Knaggenblechs
6		Lasche $t = 15$ mm 4 Schrauben M16 4.6 Montageaussparung offen	Schrauben	-
7		Lasche $t = 15$ mm 2 Schrauben M20 10.9 Montageaussparung offen	Schrauben	Schraubengüte Lastausnutzung Höhe der Aussparung
8		Knagge $t = 40$ mm angeschweißt mit Flankenkehlnähten $a_w = 5$ mm	Kehlnähte	Bauteile aus St 52

Tabelle 4.2 Ergebnisse der Anschlußdetailbrandversuche

Versuch Nr.	Anschluß	untersuchtes Verbindungsmittel	Lastausnutzungsgrad $\alpha$	Versagenszeit $t_u$ (min)	Temperatur zum Zeitpunkt des Versagens $T_u$ [°C] (i.H.)	Versagensursache / Nachuntersuchungen
1		Flankenkehl-nähte $a_w = 5,15$ mm (Bauteile St 37)	0,55	99	linke Naht: Thermolemente ausgefallen nach 80 Min. 660 °C rechte Naht: 767	Schweißnaht an der linken Seite in Längsrichtung durchgerissen, Länge des Risses 108 mm
2		Stirnkehl-nähte $a_w = 6,15$ mm (Bauteile St 37)	0,57	108	obere Naht : 690 untere Naht: 755	108. Minute: obere Schweißnaht abgerissen
3		Flankenkehl-nähte $a_w = 5,52$ mm (Bauteile St 37)	0,61	82	linke Naht : 755 rechte Naht: 748	Schweißnaht links in Längsrichtung ganz durchgerissen, rechts auf einer Länge von 150 mm
4		Kopfbolzen-dübel $\phi$ 16 mm	1,3 (Q+Z)	52	oben 510 i. M. 491 472 unten 471 i. M. 469 467	
5		Kopfbolzen-dübel $\phi$ 16 mm	1,24 (Q+Z)	74	oben 508 i. M. 540 571 unten 568 i. M. 528 488	Kragge parallel in ca. 8 mm nach unten verschoben
6		Schrauben M16 4.6	1,07	56	oben 558 538 i. M. 526 499 unten 509	56. Minute: Schrauben abgeschert. Temperaturen weiter gemessen bis 70. Minute, keine sichtbaren Ovalisierungen am Laschenblech
7		Schrauben M16 10.9	0,74	66	oben 590 unten 591	66. Minute: Schrauben abgeschert. Geringe Ovalisierung der Bewehrungen am Laschenblech sichtbar
8		Flankenkehl-nähte $a_w = 5,52$ mm (Bauteile St 52)	0,48	66	643 832 i. M. 738	Schweißnaht links: durchgehender Riß, 54 cm lang, am oberen Nahtende Schweißnaht rechts: durchgehender Riß, 4 cm lang, am unteren Nahtende

#### 4.3.5 Schlußfolgerungen für die brandschutztechnische Bemessung

##### 4.3.5.1 Schweißnähte

Zur Überprüfung der Übertragbarkeit der Warmkriechversuchsergebnisse an Schweißnähten wurden die im Untersuchungsbericht Nr. 9123/6709C-Dn/bd- angegebenen Lastausnutzungsgrade unter Berücksichtigung der vorhandenen Schweißnahtdicken umgerechnet und mit dem Diagramm aus Bild 4.4 die theoretischen Versagenstemperaturen bestimmt. Dabei wurde vereinfachend von folgenden Voraussetzungen ausgegangen:

- Die Stahlgüte der Bauteile hat keinen Einfluß auf das Tragverhalten der Schweißnaht im Brandfall.
- Stirn- und Flankenkehlnähte werden nach dem gleichen Verformungskriterium behandelt.
- Eingangswert zur Bestimmung der kritischen Temperatur ist die vorhandene Vergleichsspannung  $\sigma_v$  in der Naht.

Es ergaben sich folgende kritische Temperaturen:

Versuch 1:  $T_{\text{crit}} = 635 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Versuch 2:  $T_{\text{crit}} = 615 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Versuch 3:  $T_{\text{crit}} = 610 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Versuch 8:  $T_{\text{crit}} = 610 \text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Die Meßwerte der Temperaturen zum Versagenszeitpunkt lagen jeweils über  $700 \text{ }^{\circ}\text{C}$ , der theoretisch ermittelte Wert liegt also auf der sicheren Seite. Aufgrund dieses Vergleichs kann für die brandschutztechnische Bemessung von Schweißnähten bei Knaggenanschlüssen der in Bild 4.8 angegebene, auf der sicheren Seite liegende Verlauf einer kritischen Temperatur in Abhängigkeit von der Vergleichsspannung in der Naht angegeben werden. Zur Dimensionierung auf bestimmte Feuerwiderstandsdauern sollte dabei von folgenden Aufheizgeschwindigkeiten ausgegangen werden:

- ungeschützte Flankenkehlnähte  $dT/dt = 9,5 \text{ K/min}$ ,
- ungeschützte Stirnkehlnähte unterhalb der Knagge  $dT/dt = 9,5 \text{ K/min}$ ,
- Stirnkehlnähte oberhalb der Knagge, geschützt durch einen davor aufliegenden Verbundträger  $dT/dt = 6,5 \text{ K/min}$ .

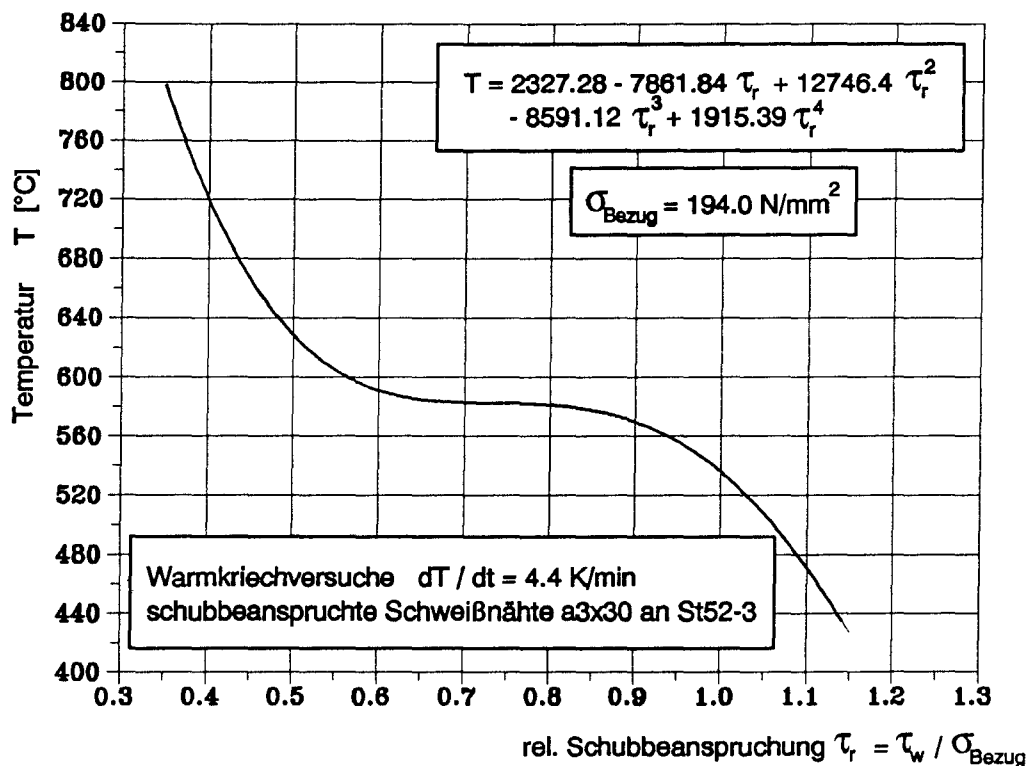


Bild 4.8 Vereinfachter Ansatz zur Bestimmung der kritischen Temperatur von Flanken- und Stirnkehlnähten

#### 4.3.5.2 Kopfbolzendübel zur Knaggenrückverankerung

Aufgrund der bei den Anschlußversuchen mit rückverankerten Knaggenblechen gemessenen Temperaturen können folgende Aufheizgeschwindigkeiten für die Dimensionierung zugrunde gelegt werden:

- Dicke der Knagge  $d = 40 \text{ mm}$ :  $dT/dt = 9,0 \text{ K/min}$ ,
- Dicke der Knagge  $d = 80 \text{ mm}$ :  $dT/dt = 7,0 \text{ K/min}$ .

Diese Werte gelten unter der Voraussetzung eines Stützenquerschnitts mit Mindestabmessungen von 220 mm Höhe bzw. Breite.

Da für die Tragfähigkeit die Schweißnähte zwischen dem Fußpunkt der Bolzen und dem Knaggenblech maßgebend sind, wurde die Versagenstemperatur der Brandversuche mit dem theoretischen Wert für  $T_{crit}$  nach Bild 4.8 verglichen. Als Eingangswert wurde der Lastausnutzungsgrad der Kopfbolzendübel für Interaktion aus Abscheren und Zug gewählt. Dabei zeigte sich, daß der theoretisch bestimmte Wert auf der sicheren Seite liegt. Somit kann vorgeschlagen werden, das Diagramm für Flanken- und Stirnkehlnähte auch für die Rückverankerung von Knaggen mit Kopfbolzendübeln zu benutzen.

#### 4.3.5.3 Schrauben

Mit den in Tabelle 4.2 für die Schrauben angegebenen Lastausnutzungsgrade kann aus dem Diagramm in Bild 4.6 eine theoretische Versagenstemperatur als kritischer Wert bestimmt und mit der im Versuch gemessenen mittleren Versagenstemperaturen verglichen werden:

- Versuch 6, Schrauben 4.6:  $T_{crit} = 490 \text{ °C}$ , gemessen  $526 \text{ °C}$ ,
- Versuch 7, Schrauben 10.9:  $T_{crit} = 518 \text{ °C}$ , gemessen  $590 \text{ °C}$ .

Das Diagramm liefert demnach nur geringfügig auf der sicheren Seite liegende kritische Temperaturen und kann somit direkt für die brandschutztechnische Bemessung verwendet werden.

Es kann von folgenden Aufheizgeschwindigkeiten ausgegangen werden:

- Trägerbreite  $b = 180 \text{ mm}$ , Höhe der Aussparung  $250 \text{ mm}$ :  $9,4 \text{ K/min}$
- Trägerbreite  $b = 180 \text{ mm}$ , Höhe der Aussparung  $170 \text{ mm}$ :  $8,9 \text{ K/min}$
- Trägerbreite  $b = 300 \text{ mm}$ , Höhe der Aussparung  $210 \text{ mm}$ :  $6,2 \text{ K/min}$ .

## **5 RECHNERISCHE UNTERSUCHUNG ZUR ANALYSE DER MITWIRKENDEN PLATTENBREITE VON VERBUNDTRÄGERN IM BRANDFALL**

### **5.1 Beschreibung des Rechenmodells**

#### **5.1.1 Allgemeines**

Die rechnerische Analyse wurde mit dem Programmsystem ANSYS - (Engineering Analysis SYStem) [23] durchgeführt. Dieses Programm arbeitet nach der Methode der finiten Elemente und verfügt über eine umfangreiche Elementbibliothek, die es gestattet, eine beliebige Struktur für die thermische und statische Berechnung dreidimensional zu diskretisieren.

Die Berechnung erfolgt in zwei aufeinander folgenden Rechengängen:

- thermische Analyse zur Berechnung der Querschnittstemperaturen für vorgegebene Zeitpunkte der Brandbeanspruchung,
- statische Analyse zur Berechnung der Zustandsgrößen des untersuchten Systems, d. h. der Verformungen und der inneren Schnittgrößen unter der statischen und thermischen Beanspruchung.

#### **5.1.2 Verwendete Elemente und Diskretisierung**

Zur Modellierung der Betondecke, des Stahlprofils mit Kammerbeton und der Betonstahlbewehrung wurde ein dreidimensionales, isoparametrisches Volumenelement (Bild 5.1) benutzt, das durch acht Knoten im Raum definiert wird. Jeder Knoten hat drei Freiheitsgrade, die Verschiebungen in x, y-, und z-Richtung.

Die Abbildung der Stabstahlbewehrung in der Deckenplatte erfolgte mit einem Stabelement, das durch zwei Knoten im Raum definiert ist (Bild 5.2). Das Element wirkt einachsrig als Zug-Druck-Element (ohne Biegung) mit zwei Knotenfreiheitsgraden, den Verschiebungen in zwei Koordinatenrichtungen.



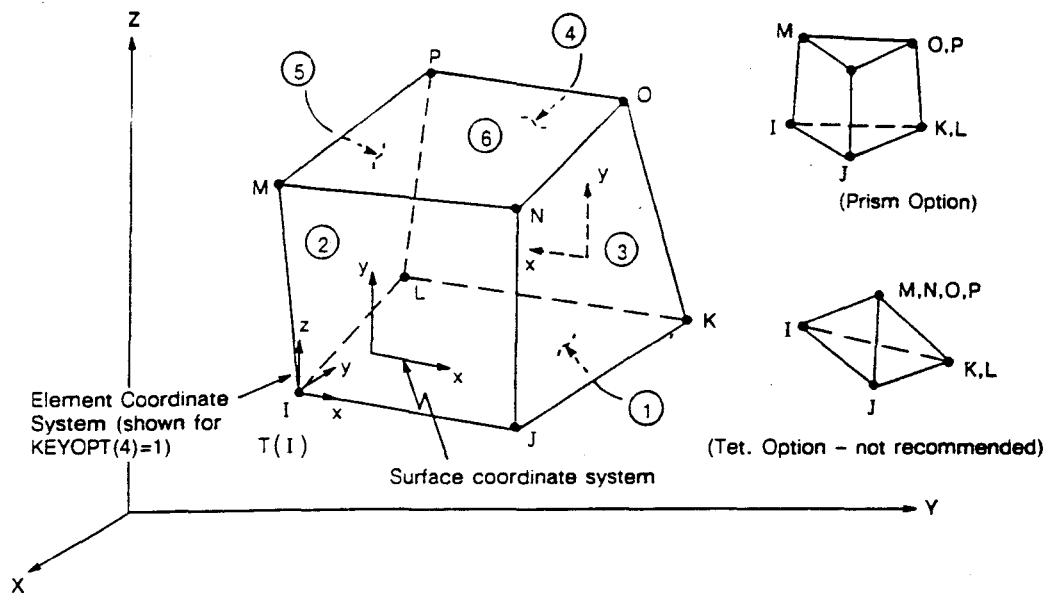


Bild 5.1 3-D-isoparametrisches Volumenelement aus [23]

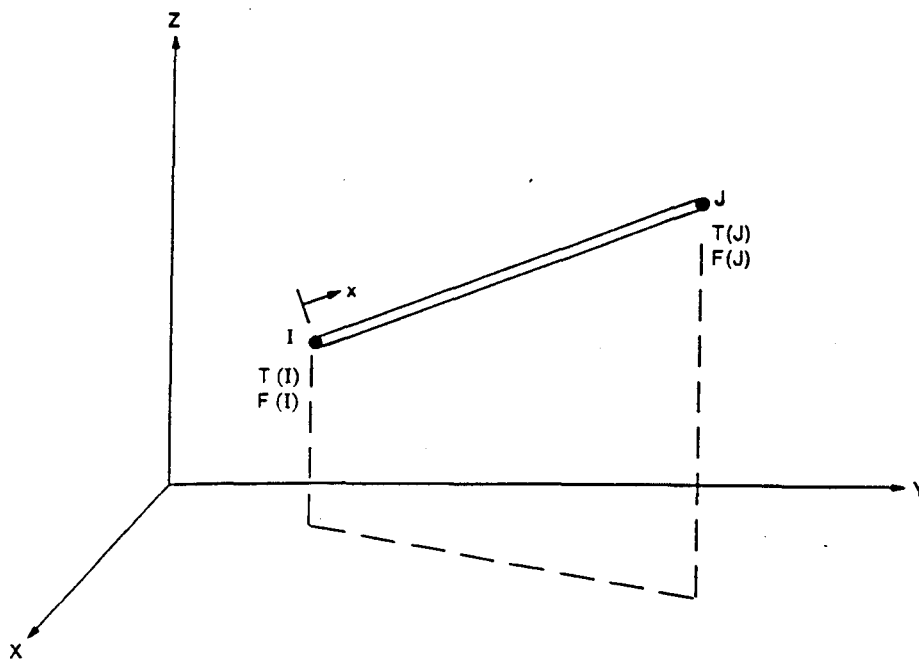


Bild 5.2 Räumliches Stabelement aus [23]

Bei der Diskretisierung des Verbundträgers in ein FE-Netz wurde die Symmetrie der Versuchskörper ausgenutzt. Modelliert wurde jeweils ein Viertel des Gesamtträgers. Eigengewicht und Nutzlast wurden als Einzellasten auf der Oberseite der abgebildeten Struktur angesetzt. Die Bilder 5.3 bis 5.5 zeigen beispielhaft die Diskretisierung des Versuchskörpers aus [8] und aus dem Untersuchungsbericht Nr. 9123/6709B - Dn/bd - zu diesem Vorhaben.

## 5.2 Versuchsnachrechnungen

### 5.2.1 Thermische Analyse

Zur Durchführung der Temperaturberechnung in der Struktur mit dem Programmsystem ANSYS kann bei gleicher Diskretisierung und gleichen geometrischen Elementabmessungen der Typ der verwendeten Elemente geändert und so auf den Freiheitsgrad "Temperatur" umgestellt werden.

Entsprechend der Brandbeanspruchung im Versuch wurde die Temperatureinwirkung nach der Einheitstemperaturzeitkurve gemäß ISO 834 angesetzt. Die Berechnung erfolgte unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen thermischen Materialkennwerte spezifische Wärmekapazität  $c_p$ , Wärmeleitfähigkeit  $l$  und der Rohdichte  $r$ , im Bild 5.6 dargestellt für Bau- und Betonstahl und im Bild 5.7 für Beton. Diese nichtstetigen Funktionsverläufe erfordern eine Temperaturfeldberechnung in genügend kleinen Zeitschritten von ca. 2,5 bis 5 Minuten. Das Verdampfen des Porenwassers im Beton wird vereinfacht durch Modifikation seiner spezifischen Wärmekapazität erfaßt. Dazu wird ein vom Feuchtegehalt des Betons abhängiger "Peek" im Bereich der Siedetemperatur des Wassers bei 100 °C in den Funktionsverlauf des Materialgesetzes eingefügt (Bild 5.7). Im Bild 5.8 und 5.9 sind die in diskreten Querschnittspunkten gemessenen und im Vergleich dazu die berechneten Temperaturen dargestellt. Die erzielte Übereinstimmung ist gut. Die Bilder 5.10 und 5.11 zeigen berechnete Temperaturfelder der Verbundträgerquerschnitte.

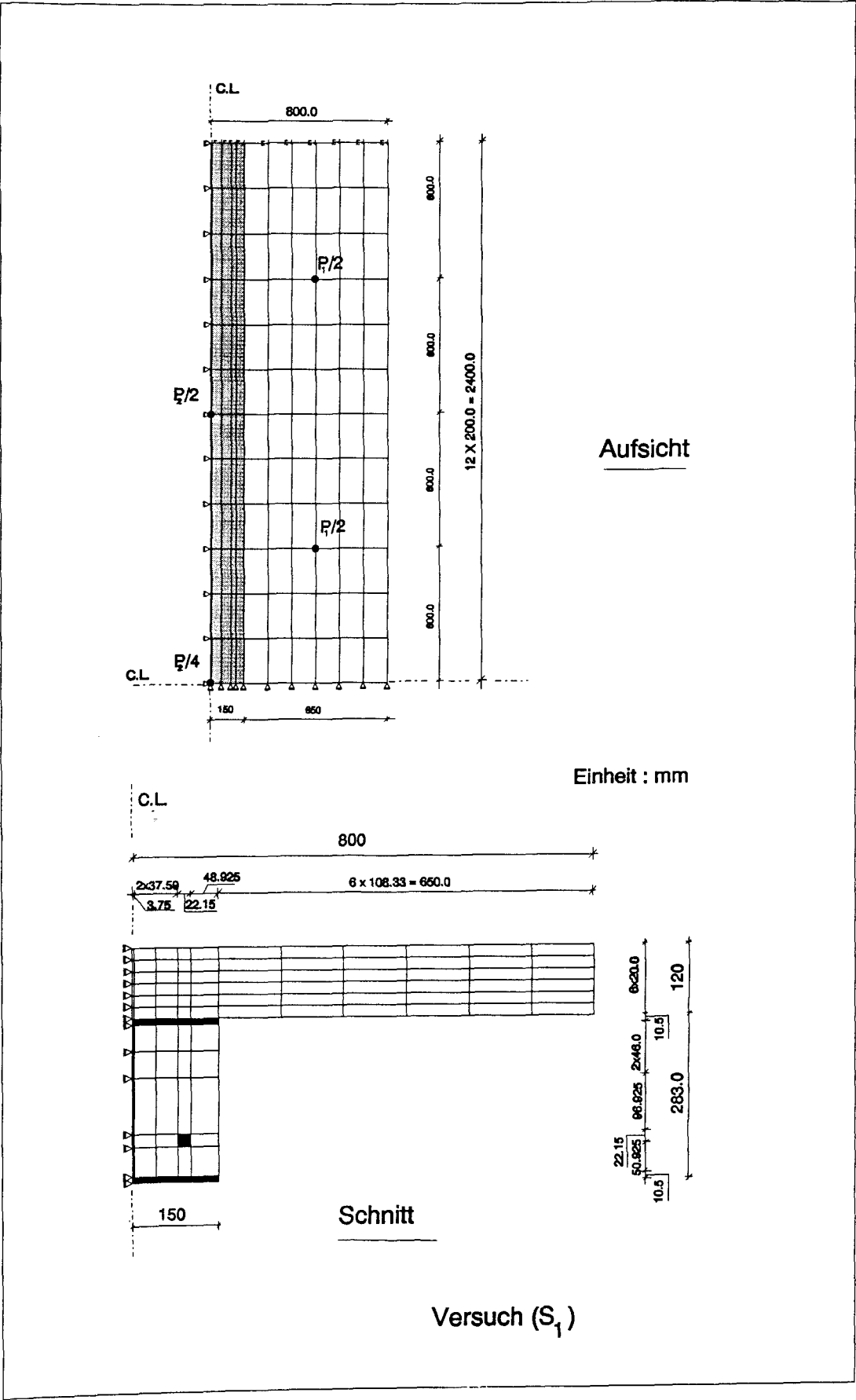
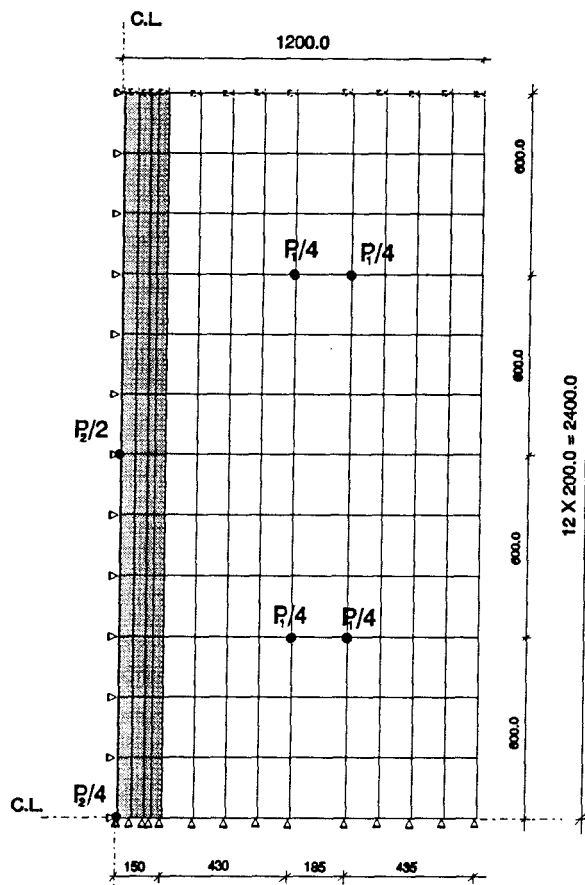
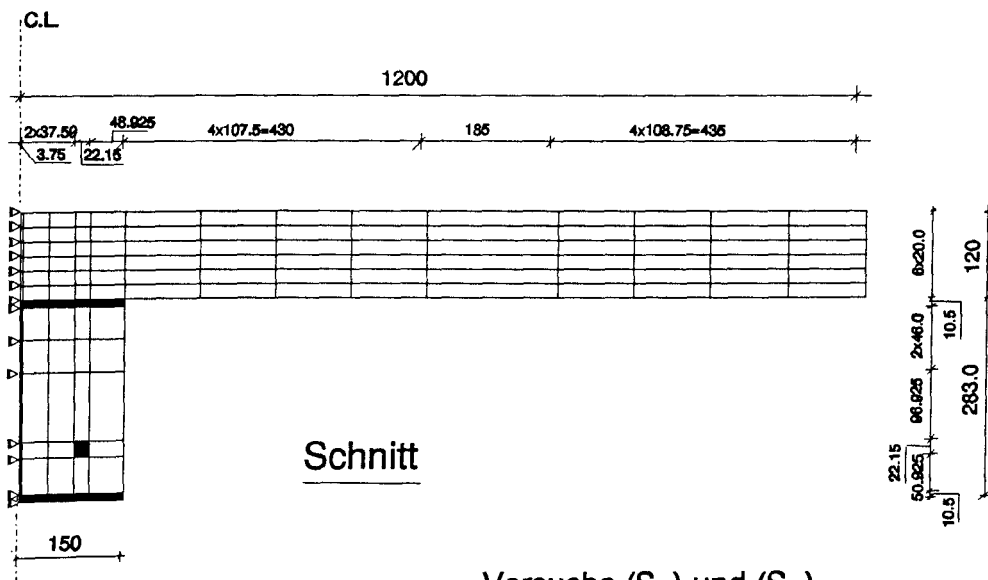


Bild 5.3 Für die rechnerische Simulation festgelegtes FE-Netz des Versuchskörpers Nr. 1 aus [8]



Aufsicht

Einheit : mm.



Schnitt

Versuche ( $S_2$ ) und ( $S_3$ )

Bild 5.4 Für die rechnerische Simulation festgelegtes FE-Netz der Versuchskörper Nr. 2 und 3 aus [8]

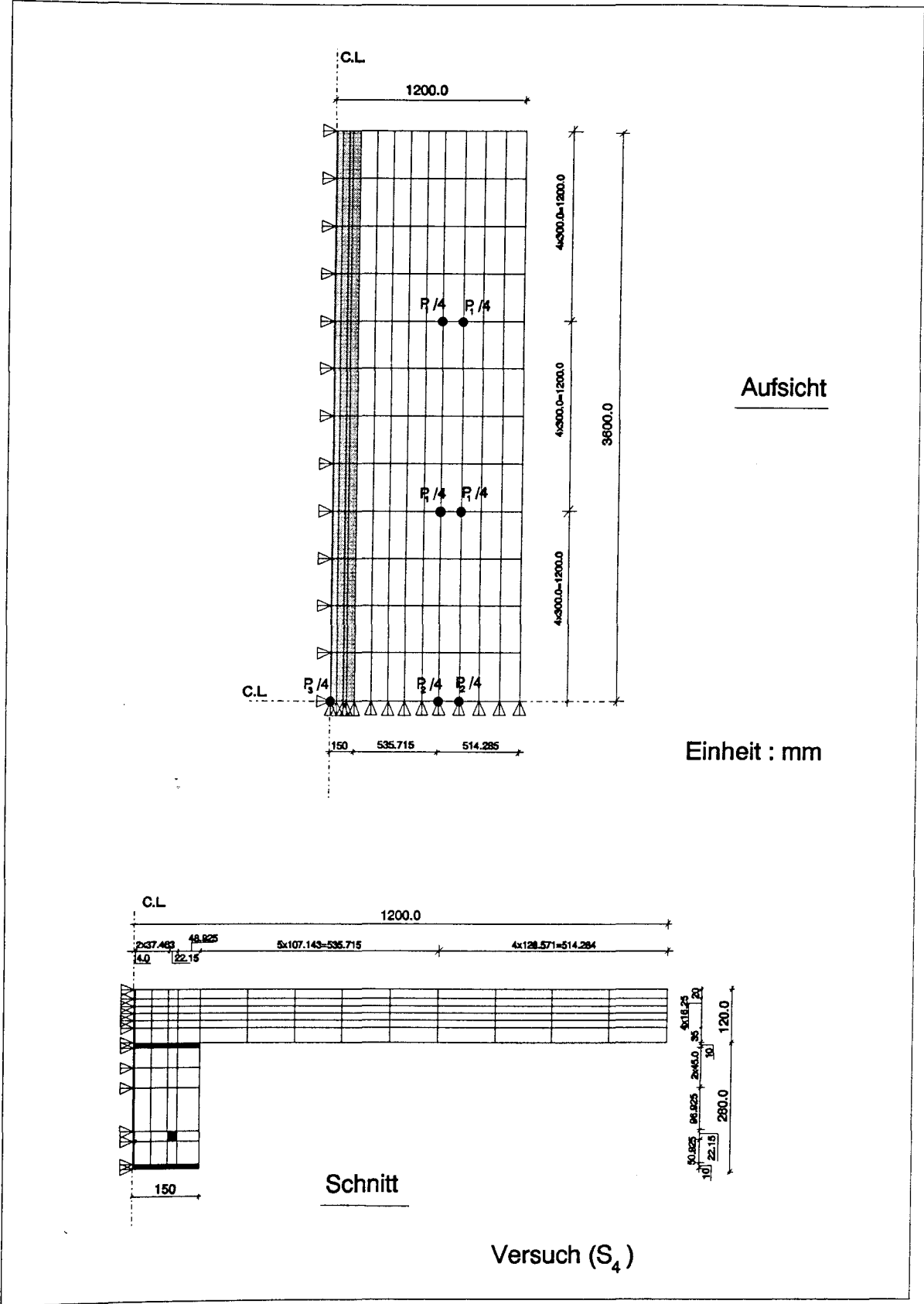


Bild 5.5 Für die rechnerische Simulation festgelegtes FE-Netz des Versuchskörpers Nr. 3 aus dem Untersuchungsbericht Nr. 9123/6709B - Dn/bd -

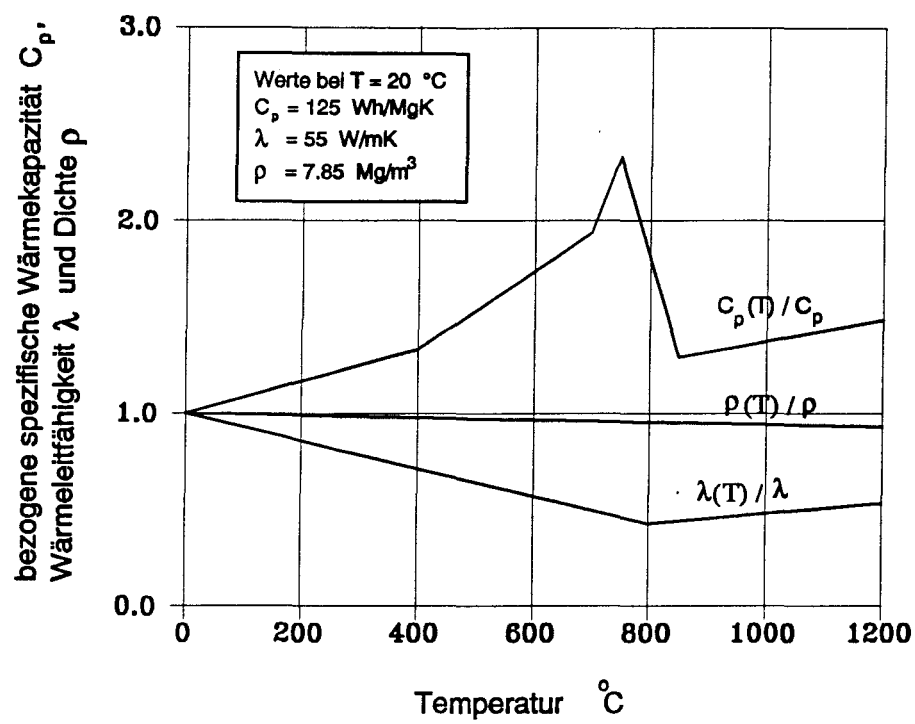


Bild 5.6 Thermische Materialkennwerte von Bau- und Betonstahl

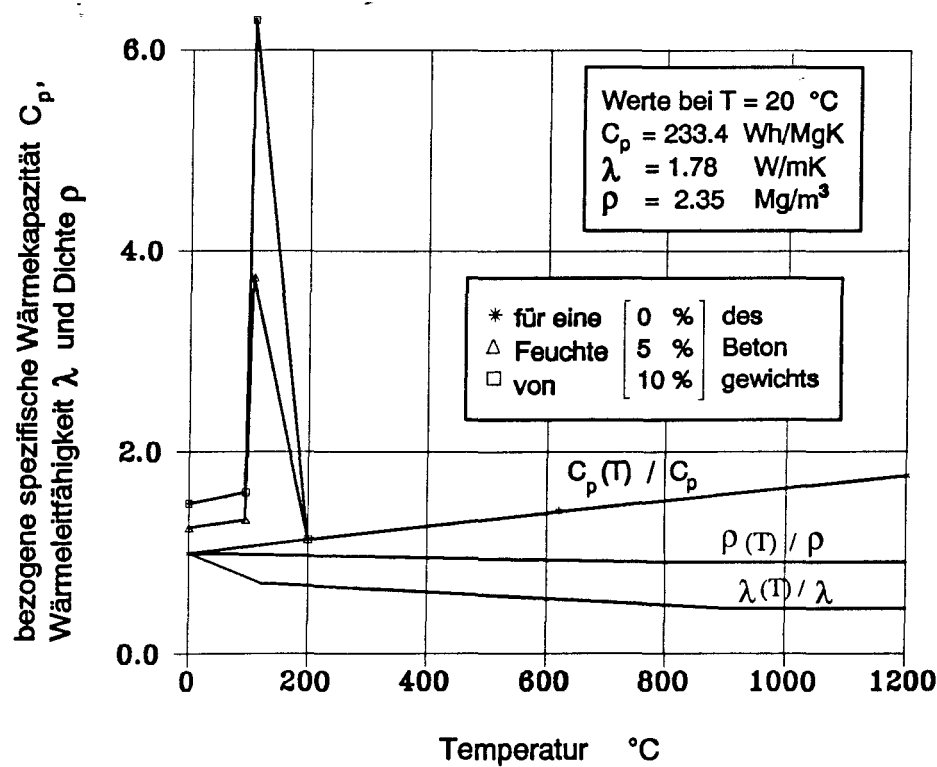


Bild 5.7 Thermische Materialkennwerte von Normalbeton

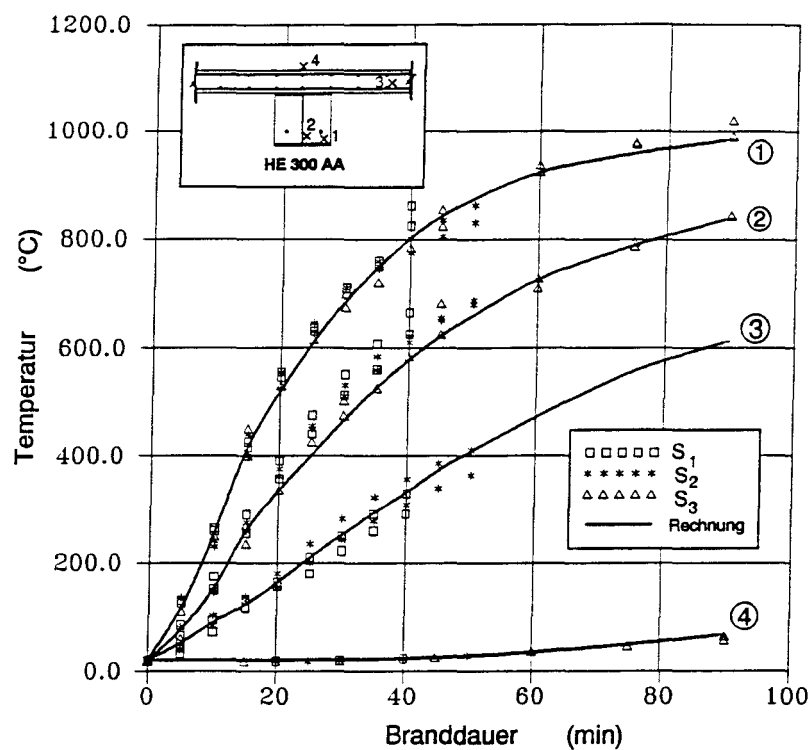


Bild 5.8 Vergleich berechneter und gemessener Querschnitts-temperaturen (Versuche S1 bis S3)

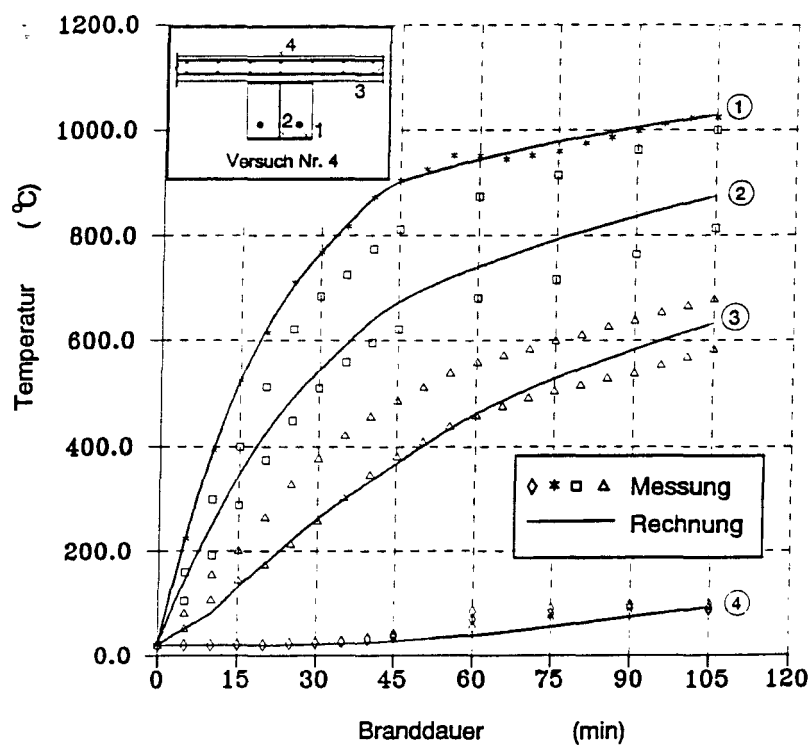


Bild 5.9 Vergleich berechneter und gemessener Querschnitts-temperaturen (Versuche S4)

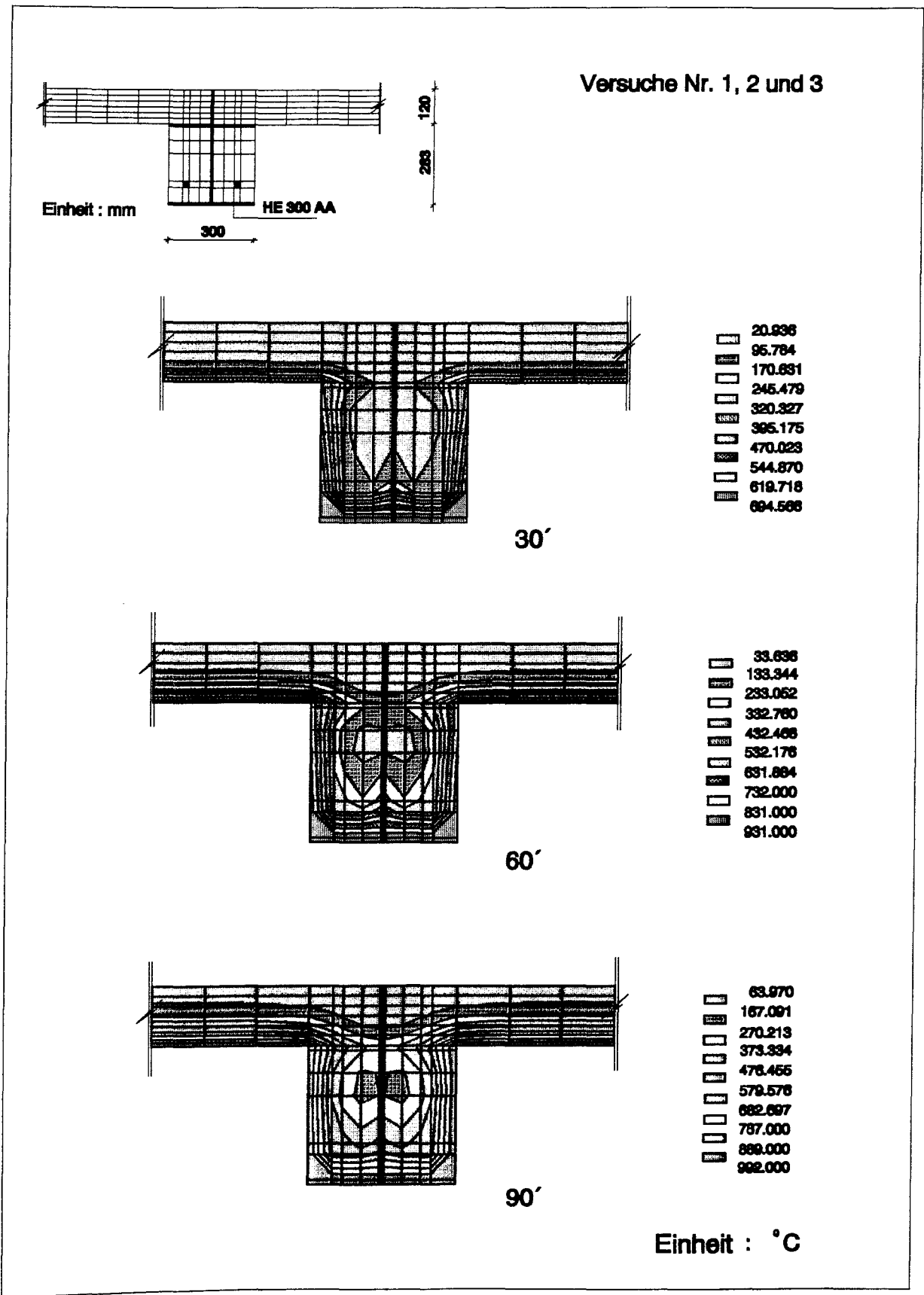


Bild 5.10 Berechnete Temperaturfelder im Verbundträgerquerschnitt



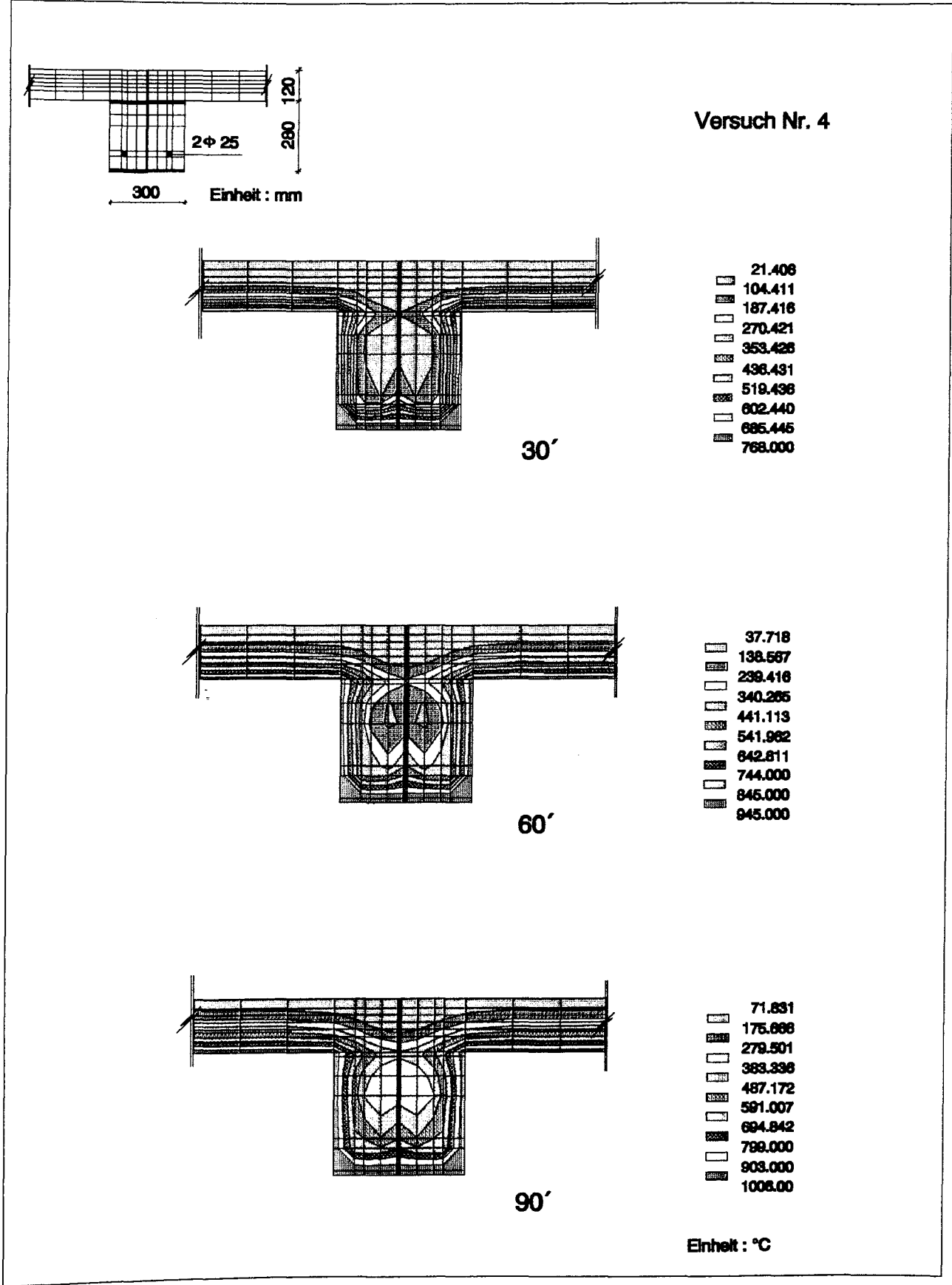


Bild 5.11    Berechnete Temperaturfelder im Verbundträgerquerschnitt

### 5.2.2 Statische Analyse

Die Ermittlung der Zustandsgrößen der Struktur unter thermischer und mechanischer Beanspruchung erfolgte durch eine lineare Finite-Elemente-Berechnung mit Spannungsumlagerung [24]. Dazu wurde folgende Vorgehensweise, analog zum Versuchsablauf, gewählt:

- Unter Raumtemperatur wurde zunächst die mechanische Belastung schrittweise bis zum Maximalwert gesteigert.
- Bei konstanter Belastung wurde dann die thermische Beanspruchung aufgebracht, indem die zuvor berechnete Temperaturverteilung des jeweiligen Zeitschritts auf die Struktur übertragen wurde.
- Zum Auffinden eines Gleichgewichtszustands im jeweils betrachteten Zeitschritt wurden die Spannungen der einzelnen Elemente des Tragmodells nach jedem Iterationsschritt ausgewertet. Bei Überschreiten der Maximalspannung hat das Element den Bruchzustand erreicht und leistet fortan keinen Beitrag mehr zum Lastabtrag, der entsprechende Lastanteil lagert sich auf andere Elemente um. Der Elastizitätsmodul des betrachteten Elements wird für die weitere Rechnung zu Null (bzw. aus rechentechnischen Gründen auf einen geringen Wert) gesetzt. Der Gleichgewichtszustand im untersuchten Zeitschritt ist gefunden, wenn keine neuen Überschreitungen der Maximalspannungen mehr auftreten.
- Die thermische Beanspruchung wurde solange gesteigert, bis das gesamte System den Versagenszustand erreichte. Dieser Zustand war durch eine überproportionale Zunahme der Durchbiegungen gekennzeichnet, d. h. die Berechnung divergierte, es wurde kein stabiler Gleichgewichtszustand mehr gefunden.

Entsprechend der vorhandenen Temperatur wurde bei der Berechnung die thermische Dehnung jedes Elements berücksichtigt (Bild 5.12).

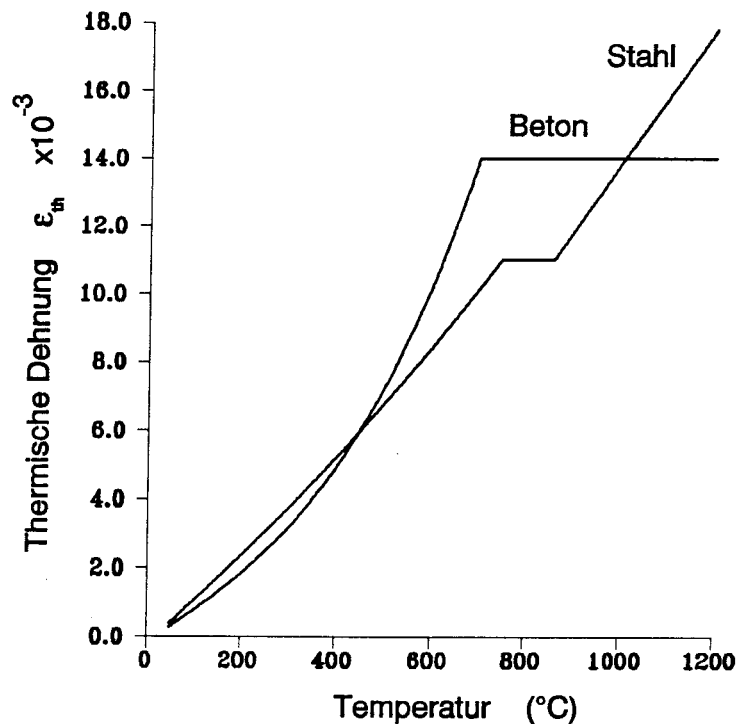


Bild 5.12 Thermische Dehnung von Stahl und Beton [1]

Die verwendeten mechanischen Materialgesetze der Baustoffe basierten auf den bekannten temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton, Bau- und Betonstahl nach [1], die in den Bildern 5.13 bis 5.15 dargestellt sind. Für das gewählte lineare Verfahren mit Spannungsumlagerung wurden aus diesen Materialgesetzen die Anfangselastizitätsmodule des Bau- und Betonstahls und der Sekantenelastizitätsmodul vom Ursprung bis zur Maximalspannung der jeweiligen Temperatur verwendet.

Insgesamt wurden auf diese Weise vier Versuche nachgerechnet die drei in [8] dokumentierten Versuche sowie der Versuch Nr. 3 der Versuchsreihe an Verbundträgern dieses Forschungsvorhabens. Die wichtigsten Daten dieser Versuche sind in Tabelle 5.1 zusammengestellt. Tabelle 5.2 enthält Angaben zur Belastung und zu den gemessenen, in der Berechnung angesetzten aktuellen Materialfestigkeiten. Die Bilder 5.16 bis 5.19 zeigen die im Versuch gemessenen Mittendurchbiegungen der Versuchskörper im Vergleich zu den berechneten. Die Übereinstimmung zwischen Meß- und Rechenwerten kann als zufriedenstellend bezeichnet werden.

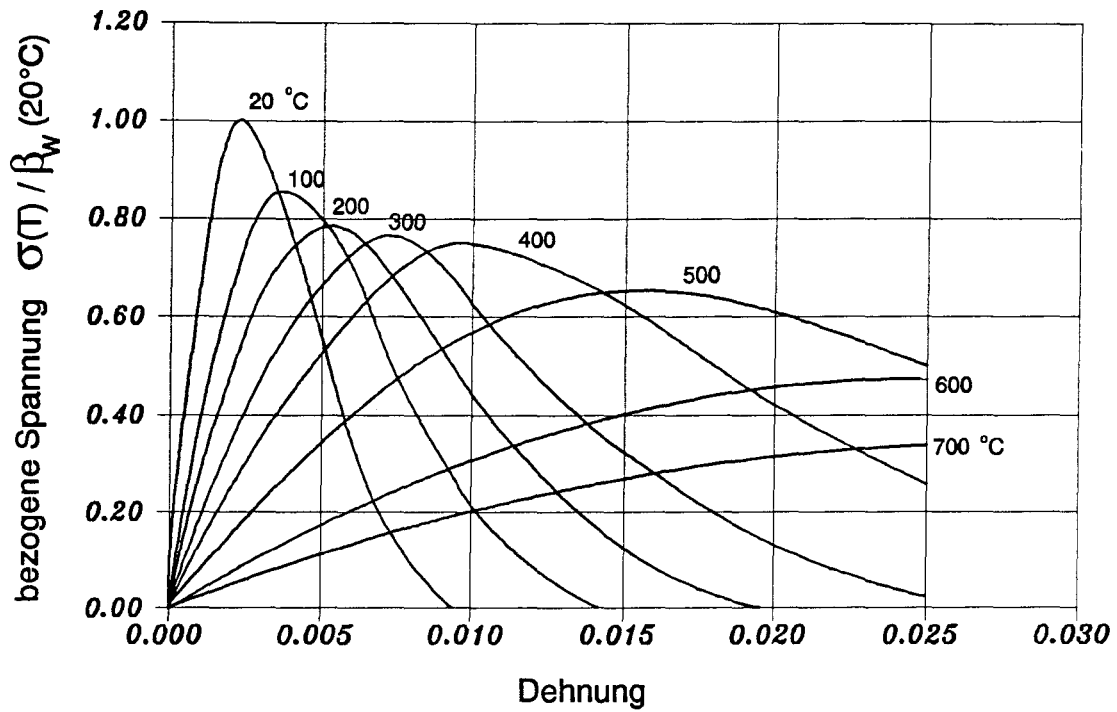


Bild 5.13 Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton

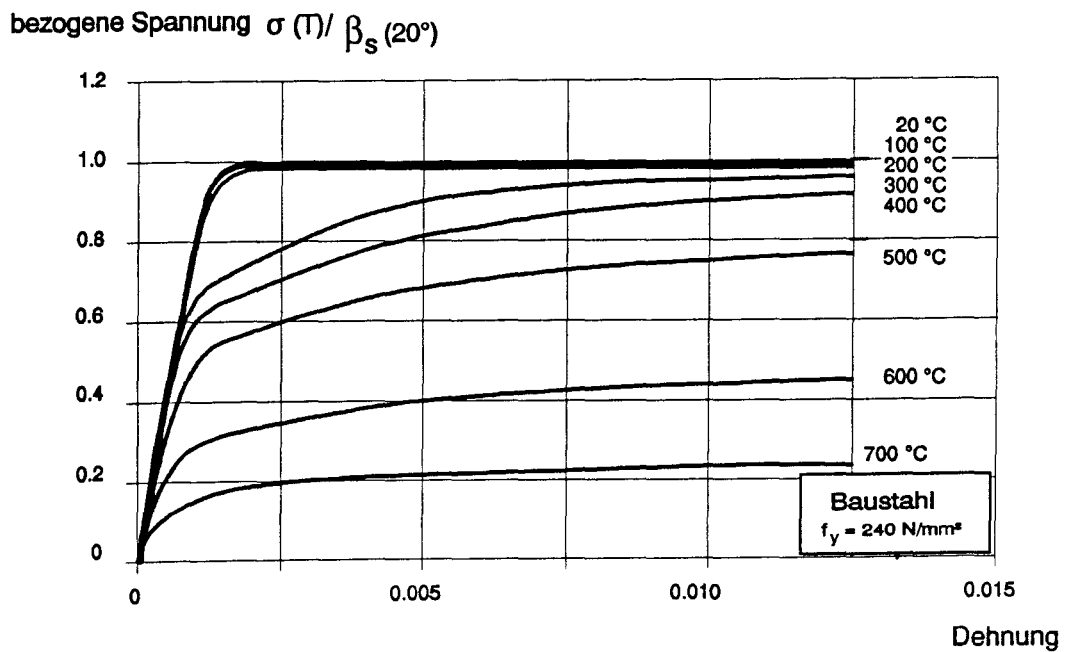


Bild 5.14 Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Linien für Baustahl

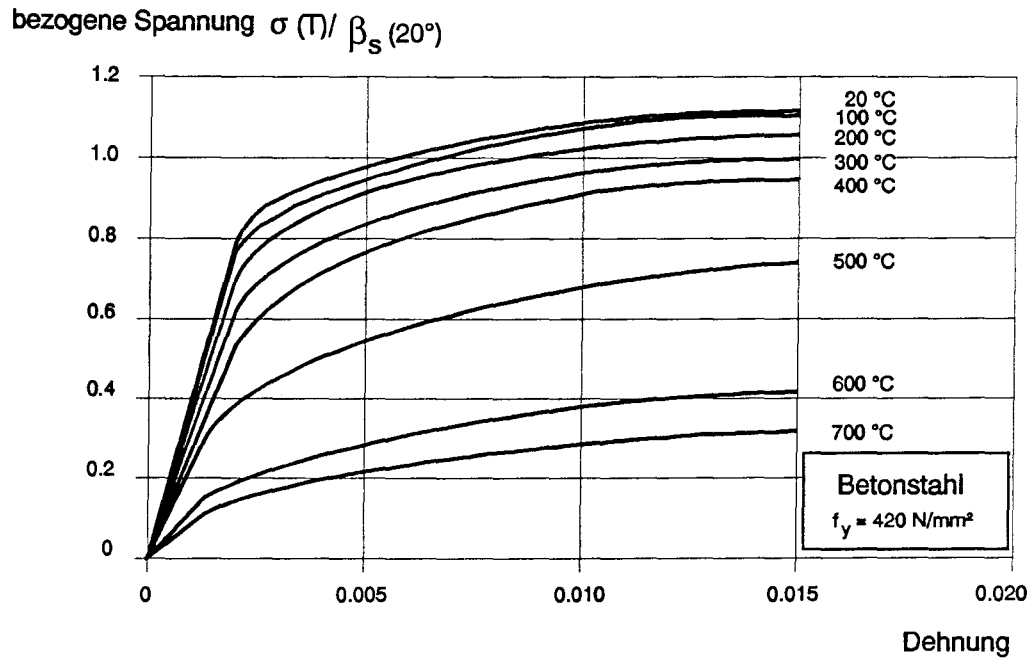


Bild 5.15 Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Linien für Betonstahl

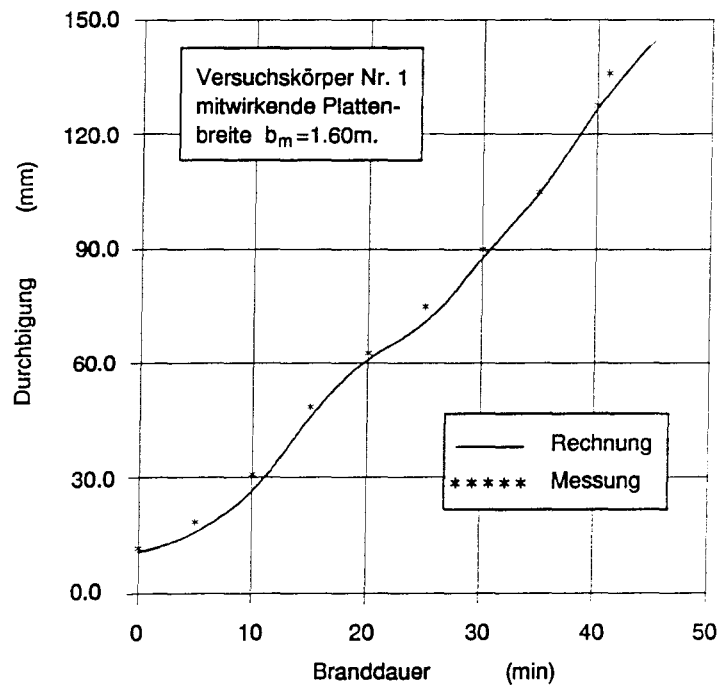


Bild 5.16 Vergleich berechneter und gemessener Mittendurchbiegung des Versuchs S1 aus [8]

Tabelle 5.1 Angaben zu den nachgerechneten Versuchen

Versuch	Bezeichnung bei Simulation	Profil/ Beton/ Bewehrung	Stahl- beton- decke/ Bewehrung	Stütz- weite [m]	vorh $M_{VT}$ [kNm]	zul $M_{VT}$ [kNm]	Last- ausnut- zungs- grad	Versa- gens- zeit [min]
Nr. 1 aus [8]	S1	HEAA300 St 37, B35 2 $\phi$ 25	d=12cm b=1,6m R443 oben + unten	4,80	415	415	1,0	41
Nr. 2 aus [8]	S2	HEAA300 St 37 B35 2 $\phi$ 25	d=12cm b=2,4m R443 oben + unten	4,80	415	415	1,0	52
Nr. 3 aus [8]	S3	HEAA300 St37 B35 2 $\phi$ 25	d=12cm b=2,4m oben: R443 + $\phi$ 8/15 unten: R443	4,80	415	415	1,0	>92
Nr 3 aus Unters. bericht 9123/ 6709B	S4	SCH <sup>1)</sup> h/b/s/t = 280/ 300/8/ 10 mm St37, B35 2 $\phi$ 25	d=12cm b=2,4m oben: R443 + $\phi$ 8/15 unten: R443	7,20	335	335	1,0	>105

<sup>1)</sup> Schweißprofil

Tabelle 5.2 Belastung und aktuelle Materialfestigkeit für die Nachrechnung der Verbundträgerversuche

Versuchs- körper Nr.	Belastung im Versuch			aktuelle Materialfestigkeit											
				Beton				Baustahl				Betonstahl			
				Druck- festigkeit	Zug- festigkeit	E- Modul	Feuchtig- keitsgehalt	Steg		Flansch		$\phi$ 25		$\phi$ 8	
	$P_1$	$P_2$	$P_3$					$f_y$	$f_{td}$	$f_y$	$f_{td}$	$f_y$	$f_{td}$	$f_y$	$f_{td}$
Einheit	KN	KN	KN	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
S <sub>1</sub>	70.0	91.0	—	37.3	2.79	34,690	4.5%	290.0	403.0	342.0	431.0	549.0	640.0	568.0	645.0
S <sub>2</sub>	39.0	119.7	—	37.3	2.79	34,690	4.5%	290.0	403.0	342.0	431.0	549.0	640.0	568.0	645.0
S <sub>3</sub>	39.0	106.5	—	37.3	2.79	34,690	4.5%	290.0	403.0	342.0	431.0	549.0	640.0	568.0	645.0
S <sub>4</sub>	40.4	21.0	26.5	46.7	3.28	37,000	4.5%	287.0	403.0	287.0	431.0	570.0	640.0	570.0	645.0

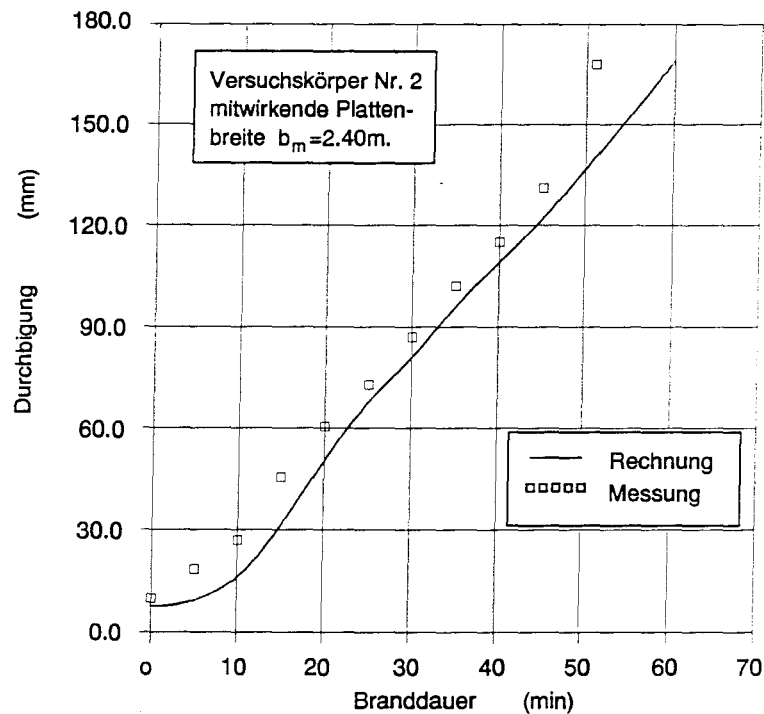


Bild 5.17 Vergleich berechneter und gemessener Mittendurchbiegung des Versuchs S2 aus [8]

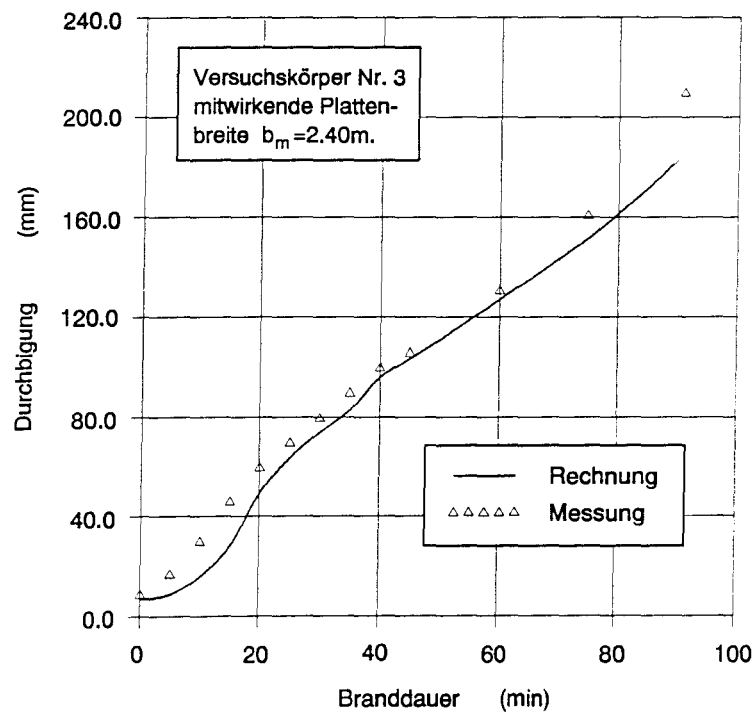


Bild 5.18 Vergleich berechneter und gemessener Mittendurchbiegung des Versuchs S3 aus [8]

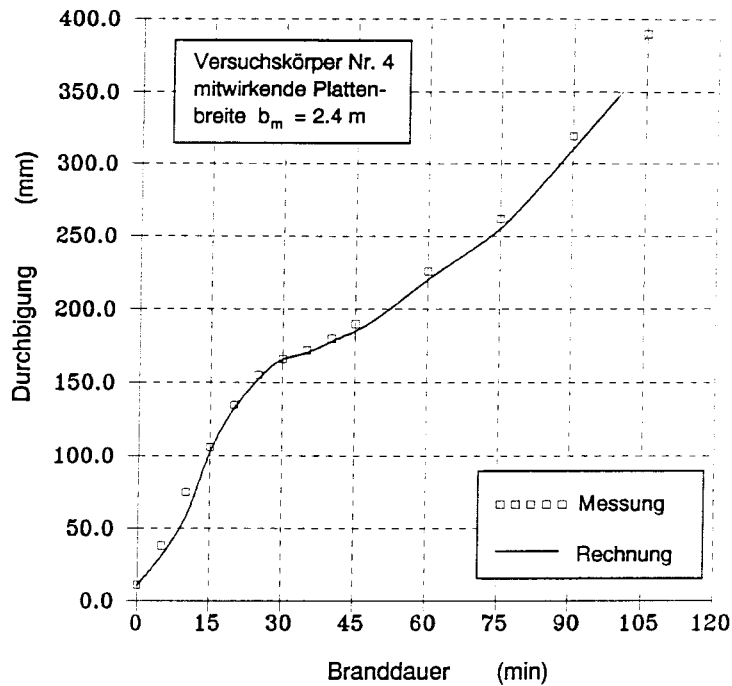


Bild 5.19 Vergleich berechneter und gemessener Mittendurchbiegung des Versuchs S4 (Nr. 3 aus Untersuchungsbericht Nr. 9123/6709D - Dn/bd -)

### 5.3 Auswertung der Versuchsnachrechnungen

#### 5.3.1 Rißentwicklung

Während der Brandversuche wurde die Rißentwicklung an der Plattenoberseite der Verbundträger zeichnerisch erfaßt. Bei der Berechnung nach der o.g. Methode sind für jeden Zeitschritt diejenigen Betonelemente, die den Bruchzustand erreicht haben, bekannt und können in der Draufsicht des verwendeten Finite-Elemente-Netzes eingetragen werden. Dadurch ist ein Vergleich mit der beim Versuch beobachteten Rißentwicklung möglich.

In den Bildern 5.20 bis 5.23 sind die Berechnungsergebnisse den beobachteten Rißbildern zu ausgewählten Zeitpunkten der Brandbeanspruchung gegenübergestellt.



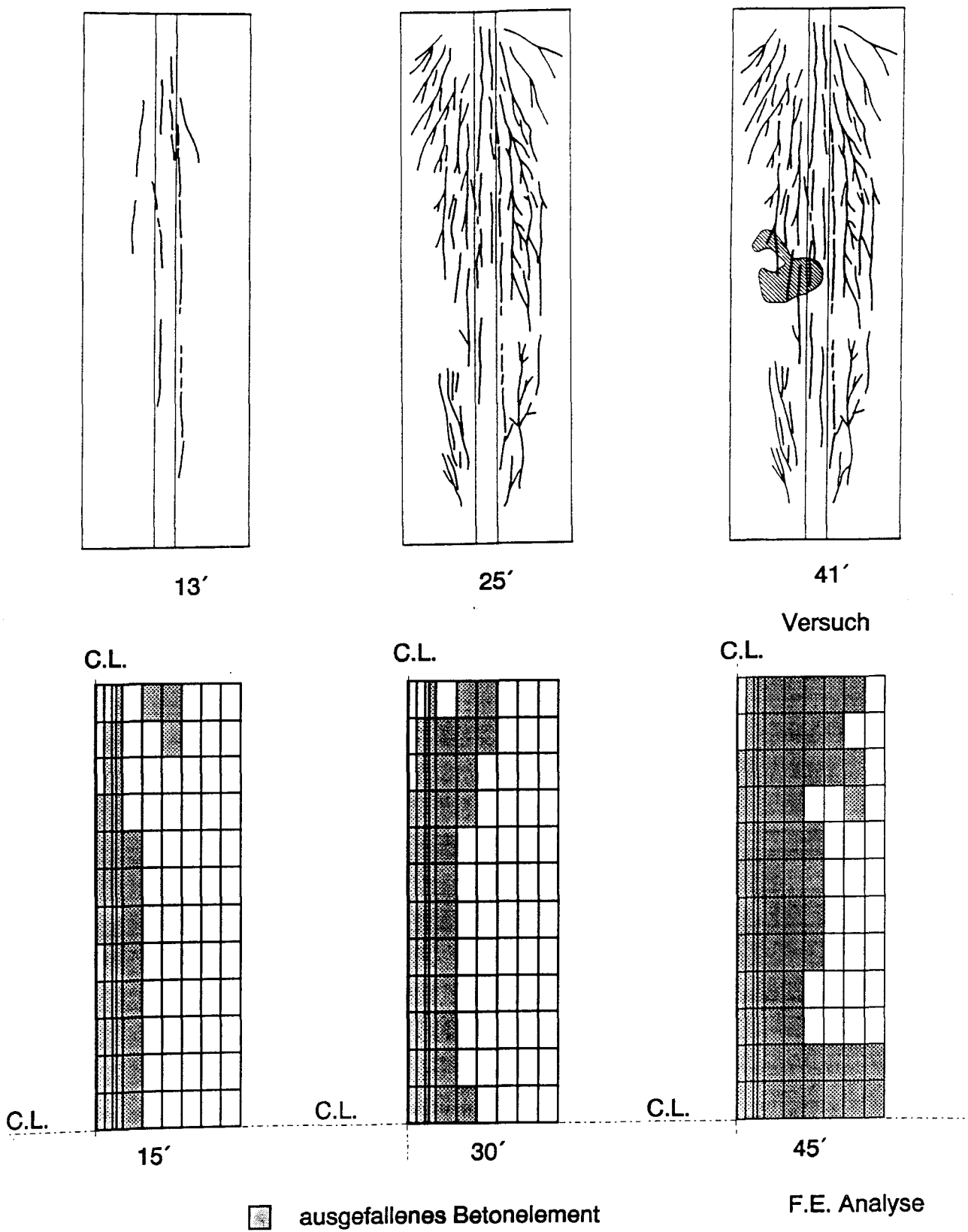
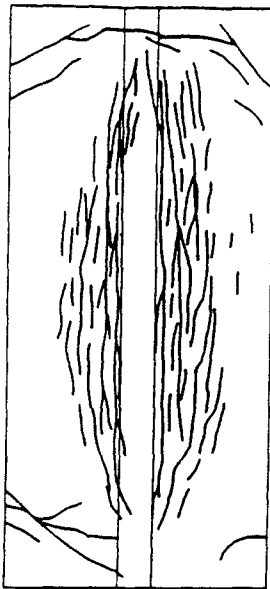
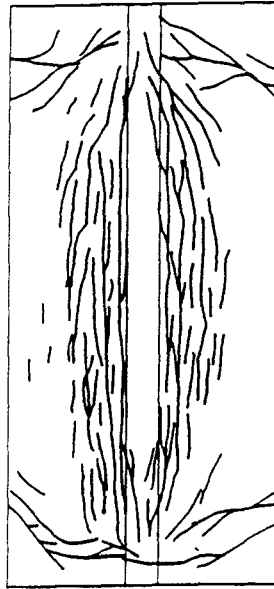


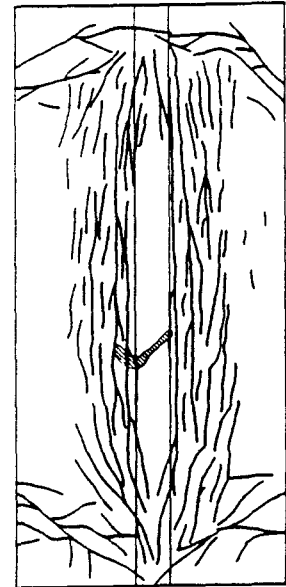
Bild 5.20 Beobachtete Rißbilder und ausgefallene Betonelemente an der Plattenoberseite des Versuchskörpers S1, 1/4 Platte



27'



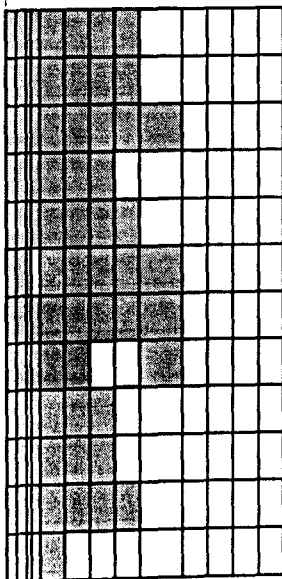
35'



47'

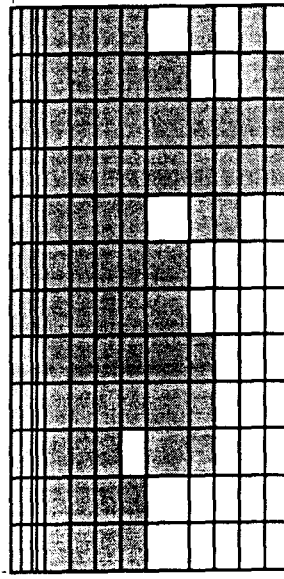
Versuch

C.L.



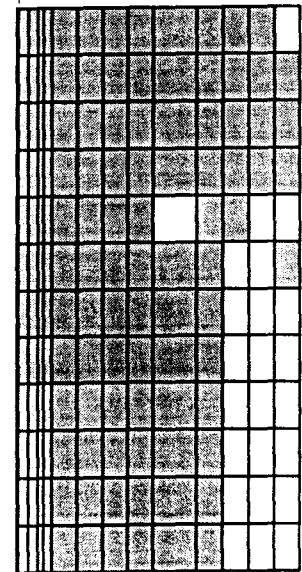
30'

C.L.



45'

C.L.



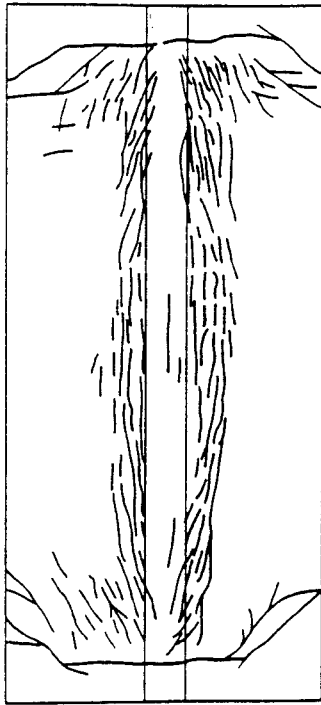
60'

F.E. Analyse

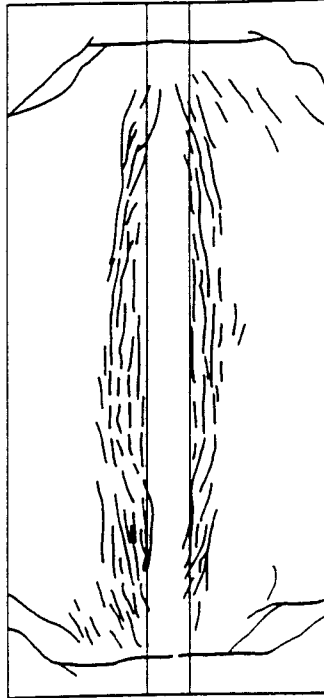


ausgefallenes Betonelement

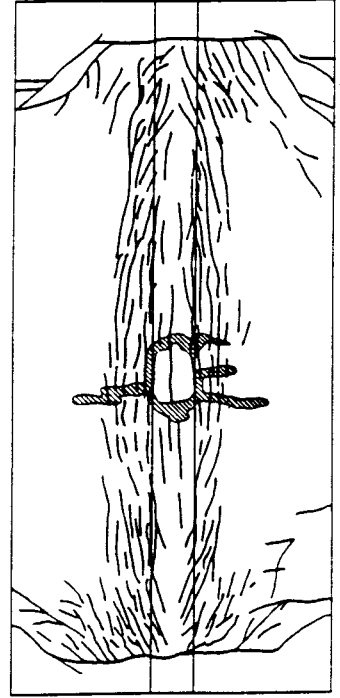
Bild 5.21 Beobachtete Rißbilder und ausgefallene Betonelemente an der Plattenoberseite des Versuchskörpers S2



31'

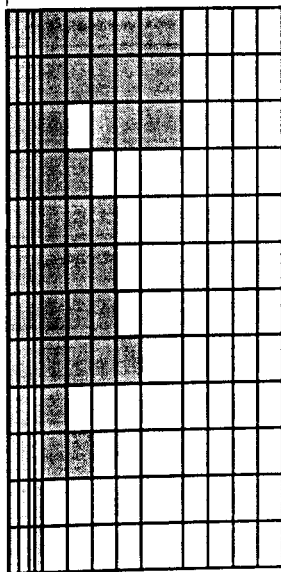


47'



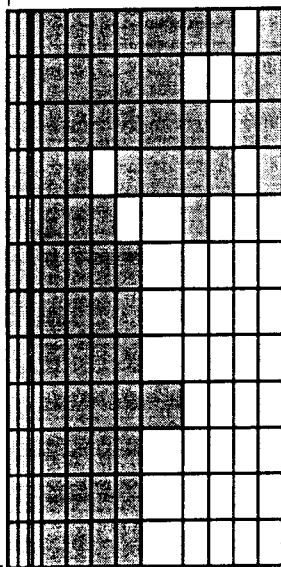
91'

C.L.



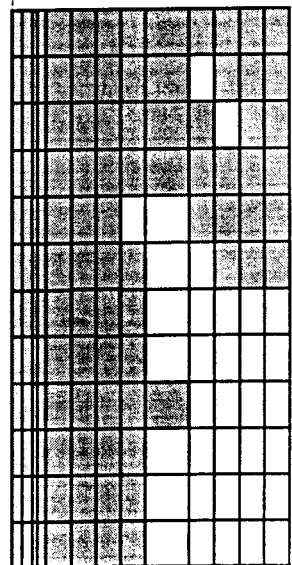
30' - 35'

C.L.



45'

C.L.



60' - 90'

C.L.

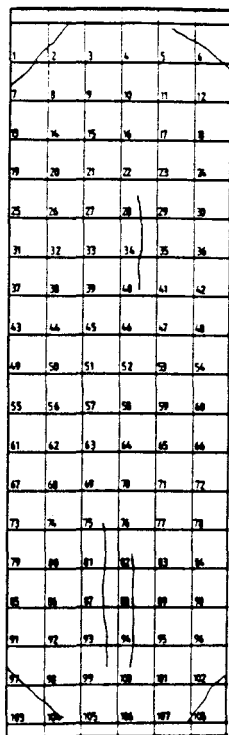
C.L.

C.L.

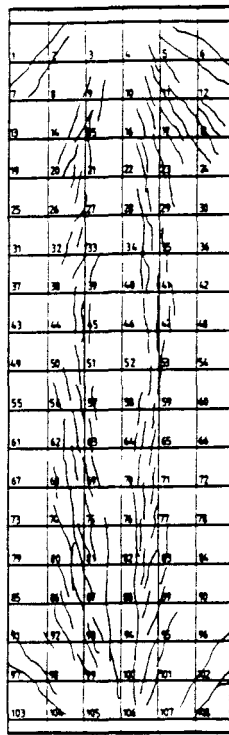
F.E. Analyse

■ ausgefallenes Betonelement

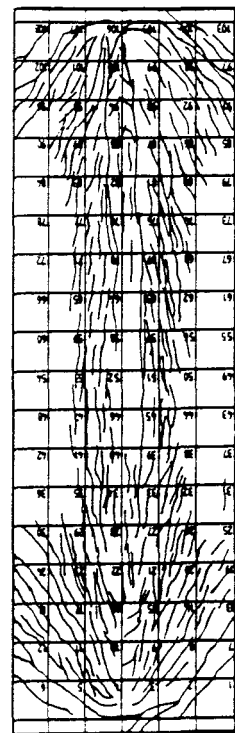
Bild 5.22 Beobachtete Rißbilder und ausgefallene Betonelemente an der Plattenoberseite des Versuchskörpers S3



10'

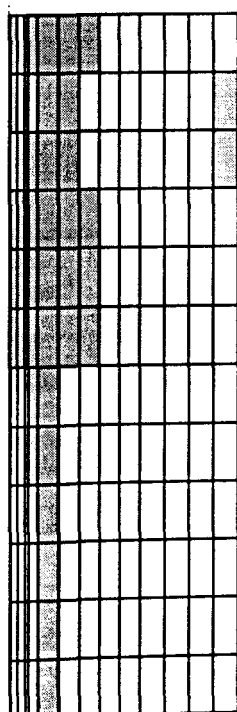


20'



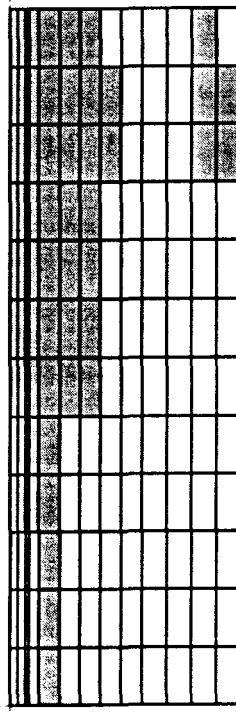
45'

Versuch



C.L

10'



C.L

20'



C.L

45' - 100'

F.E. Analyse

Bild 5.23 Beobachtete Rißbilder und ausgefallene Betonelemente an der Plattenoberseite des Versuchskörpers S4

In der Versuchsserie [8] wurden zur Untersuchung der mitwirkenden Plattenbreite im Brandfall folgende Parameter variiert (s. Tabelle 5.1):

- Versuchskörper S1 hatte eine nur 1,60 m breite Stahlbetondeckplatte gegenüber  $b = 2,40$  m bei den anderen Versuchen (Versagen nach 41 Minuten)
- Versuchskörper S2 war der Basisversuch mit 2,40 m breiter Platte und oberer und unterer Mattenbewehrung R 443 (Versagen nach 52 Minuten)
- Versuchskörper S3 hatte zusätzlich eine obere Plattenquerbewehrung aus Stabstahl  $\phi 8/15$  cm (Versuchsabbruch nach 92 Minuten kurz vor dem Erreichen des Versagenszustands).

In der im Rahmen dieses Vorhabens durchgeführten Versuchsserie wurde der Versuch Nr. 3 (hier bezeichnet als S4) als Vergleichsversuch zu den Versuchen aus [8] konzipiert. Bei sonst nahezu gleicher Querschnittsausbildung und Bewehrung der Platte wie bei S3 hatte dieser Träger jedoch eine größere Stützweite. Dadurch wurde die Schubbeanspruchung am Plattenanschnitt wesentlich reduziert.

Der Vergleich der beobachteten Rißbilder mit der durchgeführten Berechnung in den Bildern 5.20 bis 5.23 zeigt, daß die Rißentwicklung gut nachvollzogen werden kann:

- Der Versuchskörper S1 versagt in der Rechnung nach 45 Minuten (im Versuch 41 min), im mittleren Trägerbereich sind die Betonelemente auf der vollen Breite zerstört.
- Beim Versuch S2 tritt das Versagen in der Rechnung nach 60 Minuten ein (Versuch 52 min), der Bereich mit zum Stahlprofil parallelen Rissen bleibt wegen der größeren vorhandenen Breite der Platte auf einen Bereich beschränkt, der etwa dem des Versuchs S1 entspricht.

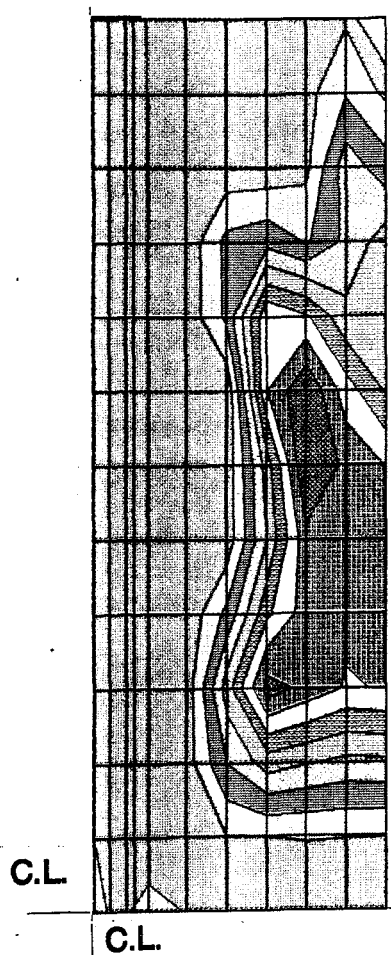
- Der Versuchskörper S3 zeigt aufgrund der zusätzlich eingebauten oberen Querbewehrung eine verringerte Breite des gerissenen Bereichs und weist daher eine höhere Versagenszeit auf. Dies wird vom Rechenmodell ebenfalls zutreffend erfaßt, wobei die Rißzone an der Plattenoberseite sich bis zur 60. Minute ausbreitet, dann aber bis zum Erreichen des Versagenszustands nach 90 Minuten (Versuch 92 min) konstant bleibt.
- Einen ähnlichen zeitlichen Verlauf zeigt der Versuch S4, hier ist die Rißentwicklung schon nach etwa 45 Minuten weitgehend abgeschlossen. In der Berechnung versagt der Träger nach 105 Minuten (Versuch: Abbruch nach 105 Minuten vor Erreichen des Versagenszustands).

### 5.3.2 Spannungsverteilung an der Deckenoberseite

Analog zum Vergleich der Rißentwicklung wurde die berechnete Spannungsverteilung in der oberen Schicht der Stahlbetondeckenplatte ausgewertet. Die Betonspannungen wurden entsprechend dem fortschreitenden Rißbild umgelagert. In der Finite-Elemente-Analyse treten Risse dann auf, wenn eine Hauptspannung die Zugfestigkeit des Betons überschreitet. Der E-Modul des jeweiligen Elements senkrecht zur Rißrichtung wird daraufhin reduziert und die Querdehnung fortan vernachlässigt.

Die Bilder 5.24 und 5.25 zeigen die berechneten Längsspannungsverteilungen der vier Versuchsträger an der Deckenoberseite des Rechenmodells kurz vor dem Versagenszustand. Die Bilder belegen, daß im mittleren Bereich über dem Stahlträger nahezu keine Längsdruckspannungen vorhanden sind.

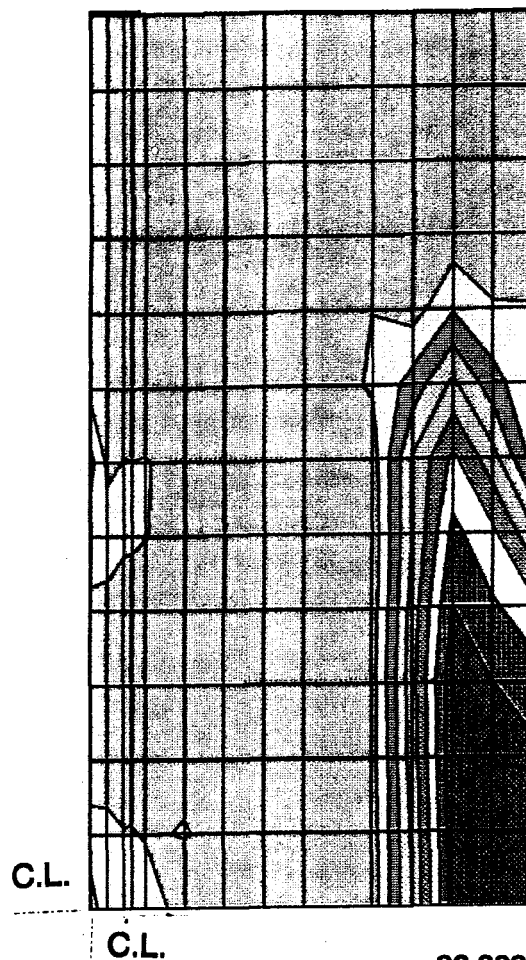
Im Bild 5.26 sind die Druckspannungsverteilungen in der Betonplatte des Versuchsträgers S3 im Kaltzustand und nach 90 Minuten ETK-Brandbeanspruchung dargestellt. Es ist deutlich sichtbar, daß sich die Spannungen im Beton vom mittleren Bereich über dem Stahlprofil mit zunehmender Branddauer nach außen hin umlagern.



	-27.468
	-24.371
	-21.273
	-18.176
	-15.079
	-11.981
	-8.884
	-5.787
	-2.690
	0.4078

Versuchskörper Nr. 1  
mitwirkende Platten-  
breite 1.60 m.

nach 45' Brand-  
beanspruchung



	-26.899
	-23.877
	-20.856
	-17.834
	-14.812
	-11.79
	-8.768
	-5.747
	-2.725
	0.2970

Einheit :  $\text{N/mm}^2$

Versuchskörper Nr. 2  
mitwirkende Platten-  
breite 2.40 m.

nach 60' Brand-  
beanspruchung

Bild 5.24 Berechnete Längsspannungsverteilung der Versuchsträger

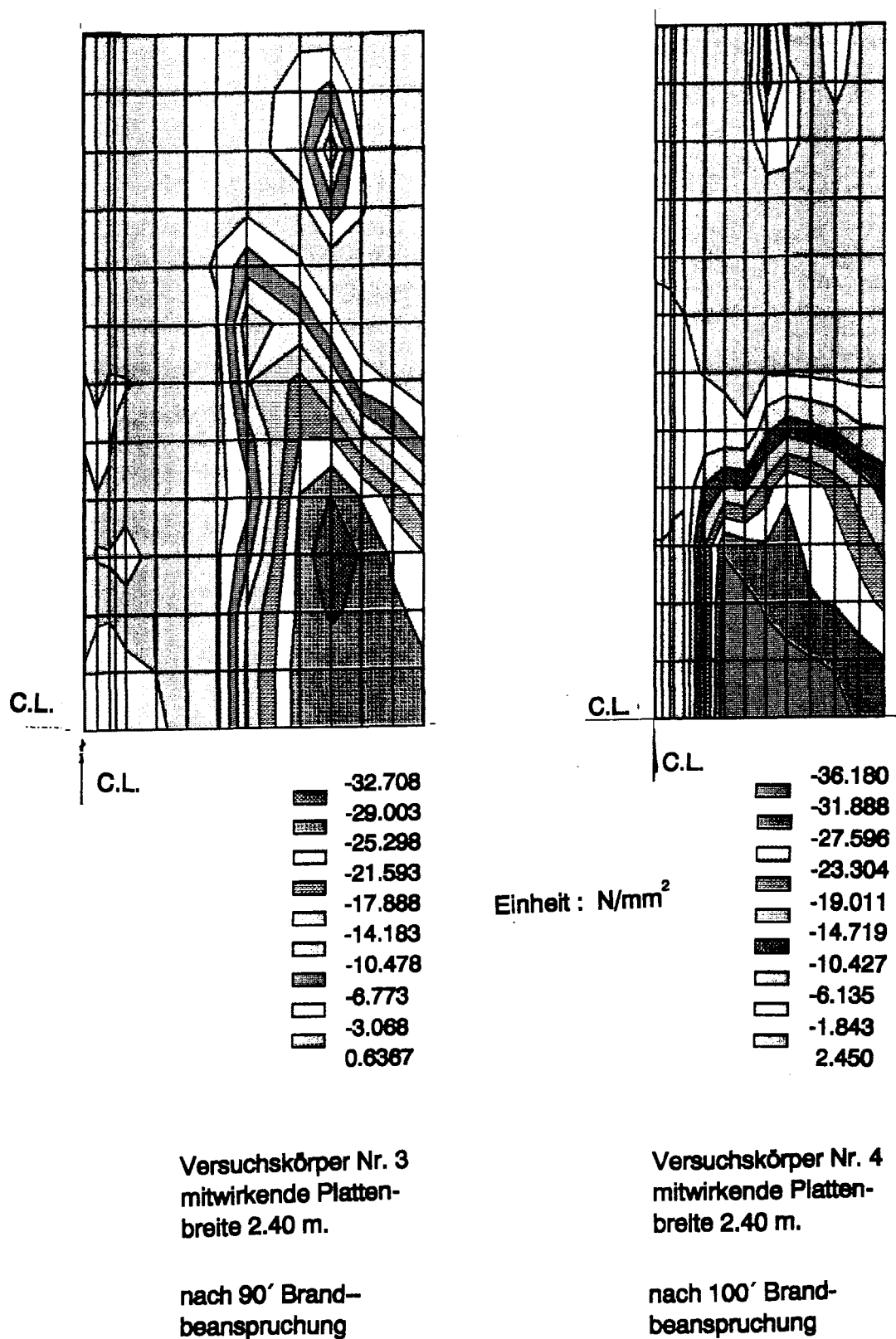


Bild 5.25 Berechnete Längsspannungsverteilung der Versuchsträger



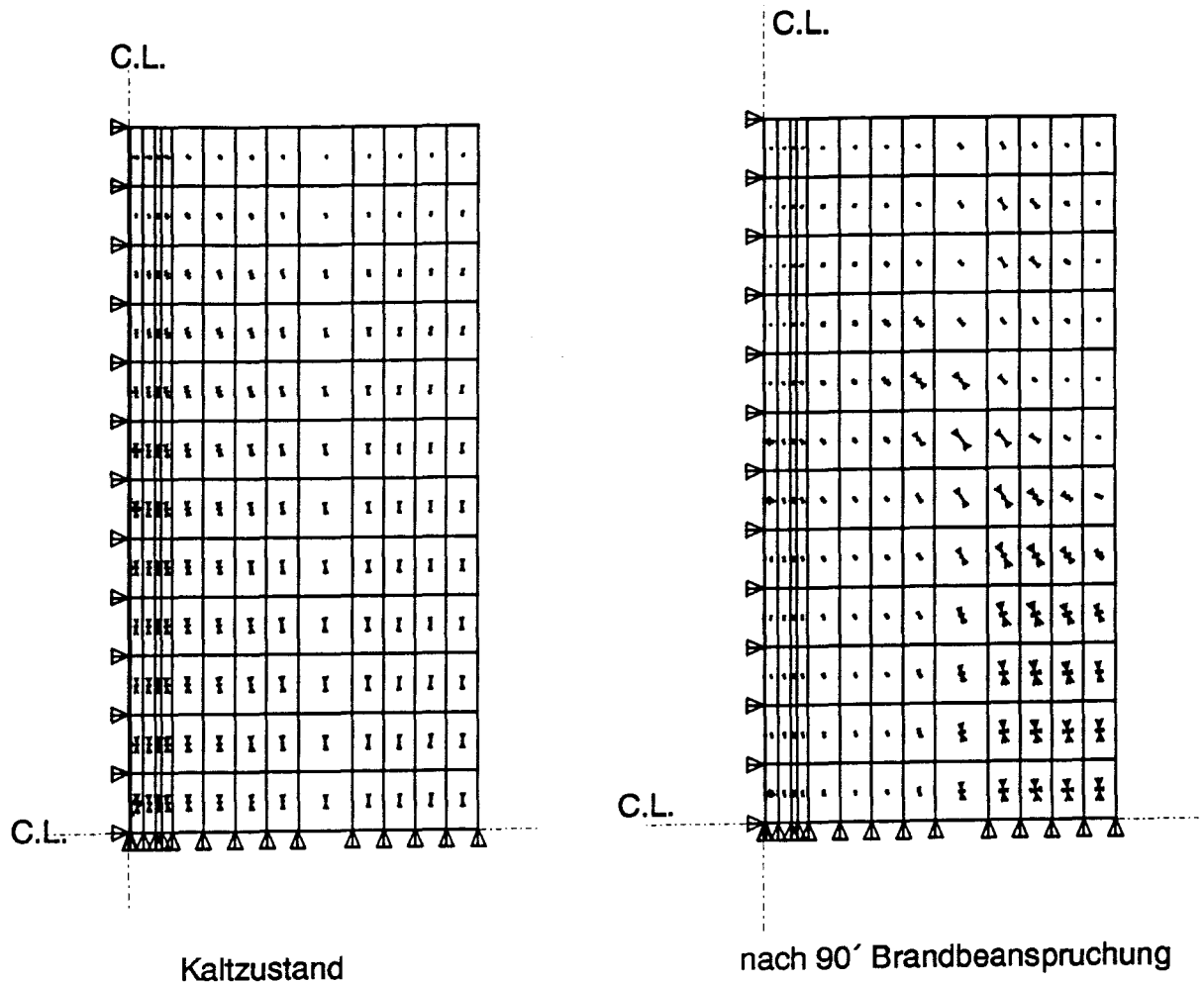


Bild 5.26 Vergleich der Druckspannungsverteilung des Versuchsträgers S3 im Kaltzustand und nach 90 minütiger Brandbeanspruchung

### 5.3.3 Bestimmung einer "mitwirkenden Plattenbreite" im Brandfall

Für die Ableitung eines Wertes " $b_m(T)$ " für eine mitwirkende Plattenbreite unter Brandbeanspruchung wird von der für den Kaltzustand gebräuchlichen Definition ausgegangen:

Man erhält  $b_m$  aus der Bedingung, daß die Betondruckkraft  $D_b$  bei der wirklichen Spannungsverteilung über die Breite  $B$  gleich derjenigen ist, die sich bei konstanter Randspannung über die Breite  $b_m$  ergibt (Bild 5.27 oben).

Bei der Auswertung der Berechnungen ergibt sich die mitwirkende Plattenbreite entsprechend der beschriebenen Spannungsumlagerung in die äußeren Plattenbereiche zu  $b_m(T) = 2 b_a$  (Bild 5.27 unten).

Im Bild 5.28 sind die Ergebnisse der durchgeführten Auswertung dargestellt. Angegeben wurden jeweils folgende Kennwerte für den Kaltzustand und den Brandfall kurz vor Erreichen des Versagenszustands:

- Stützweite  $L$ , ( $L/3$ ,  $L/4$  = Ansätze für  $b_m$  im Kaltzustand)
- vorhandene Plattenbreite  $B$  des Versuchskörpers
- ermittelte mitwirkende Plattenbreite  $b_m(t_u)$  im Versagenszustand
- "Druckstrebenneigung"  $\phi$
- Verhältnisswerte  $L/b_m$ ,  $x/L$ ,  $b_m/b$ .

Die Berechnungsergebnisse weisen aus, daß die mitwirkende Breite im Kaltzustand stets zwischen den für die Bemessung nach der Verbundträgerrichtlinie maßgebenden Wert von  $b_m = L/3$  und dem nach Eurocode 4 ansetzbaren Wert von  $b_m = L/4$  liegen. Der im EC4 angegebene  $b_m$ -Wert wird immer erreicht, selbst bei dem Träger S1, dessen Breite der Deckenplatte nur  $B = 1,60$  m betrug. Die Abhängigkeit von der Stützweite ist ebenfalls offensichtlich, da bei Versuch S4  $b_m$  nahezu die volle vorhandene Deckenbreite erreichte. Der Einfluß einer zusätzlichen oberen Plattenquerbewehrung spielt hier keine Rolle, da die  $b_m$ -Werte für Träger S2 und S3 quasi gleich ausfallen.

Weiterhin kann festgestellt werden, daß die mitwirkenden Plattenbreiten der untersuchten Verbundträger durch die Brandeinwirkung verringert wurden. Im Falle des Trägers S2 beträgt die Abnahme etwa 50 %. Bei den Versuchen mit zusätzlicher oberer Querbewehrung beträgt die Verringerung etwa 24 % (S4), bzw. 18 % (S3). Die Abhängigkeit der mitwirkenden Breite von der Stützweite der Träger (d. h. von der Größe der Schubspannung im Plattenanschnitt) besteht jedoch auch im Brandfall. Die mitwirkende Plattenbreite des Kaltzustands bei Ansatz nach Eurocode 4 ( $b_m = L/4$ ) wird bei den Versuchen S3 und S4 jeweils erreicht.

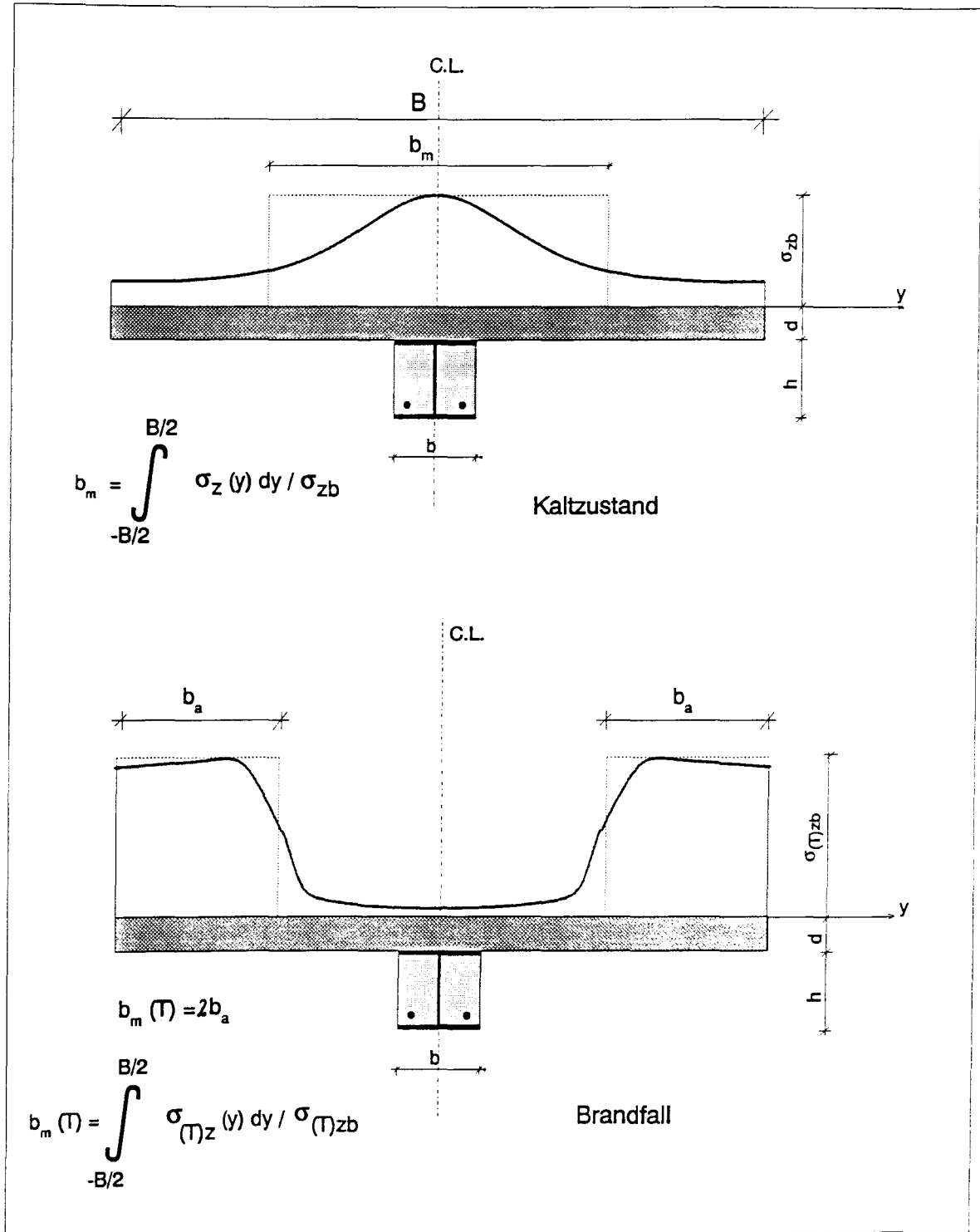
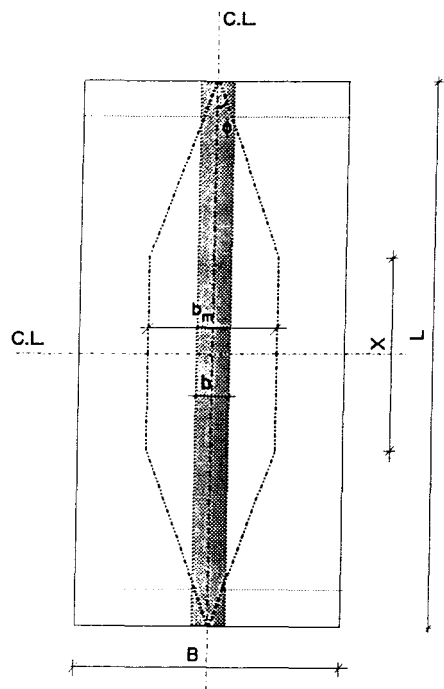


Bild 5.27 Definition der mitwirkenden Plattenbreite im Kaltzustand und im Brandfall



Vers.körper Nr.	L [m]	L/3 [m]	L/4 [m]	B [m]	$b_m(t_u)$ [m]	L / $b_m$	X/L	$\phi$	$b_m / b$
S <sub>1</sub>	4.8	1.6	1.2	1.6	1.15	4.16	0.402	21.3°	3.84
S <sub>2</sub>	4.8	1.6	1.2	2.4	1.42	3.39	0.383	25.5°	4.72
S <sub>3</sub>	4.8	1.6	1.2	2.4	1.45	3.31	0.387	26.2°	4.83
S <sub>4</sub>	7.2	2.4	1.8	2.4	2.26	3.18	0.284	23.7°	7.55

Kaltzustand

Vers.körper Nr.	L [m]	L/3 [m]	L/4 [m]	B [m]	$b_m(t_u)$ [m]	L / $b_m$	X/L	$\phi$	$b_m / b$
S <sub>1</sub>	4.8	1.6	1.2	1.6	0.55	8.68	0.536	13.94°	1.84
S <sub>2</sub>	4.8	1.6	1.2	2.4	0.68	7.03	0.120	9.60°	2.28
S <sub>3</sub>	4.8	1.6	1.2	2.4	1.18	4.02	0.079	15.10°	3.98
S <sub>4</sub>	7.2	2.4	1.8	2.4	1.72	4.87	0.0	13.44°	4.92

Brandfall im Versagenszustand

Bild 5.28 Berechnete mitwirkende Plattenbreite der Verbundträger im Kaltzustand und im Brandfall

#### 5.4 Schlußfolgerungen für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundträgern

Aufgrund der Versuche in [8] wurde als Voraussetzung für die Anrechnung der vollen mitwirkenden Plattenbreite  $b_m = L/3$  des Kaltzustands auch im Brandfall folgender, auf der sicheren Seite liegender brandschutztechnischer Bemessungsansatz für die Schubbewehrung im Plattenanschnitt neben dem Stahlprofil abgeleitet:

- Abweichend von DIN 4227 Teil 1 (07.88), Abschnitt 12.4 ist der Scheibenschub im Plattenanschnitt neben dem Stahlträger unabhängig von der Größe der Schubspannung immer vollständig durch Bewehrung abzudecken. Dabei darf die Neigung der Druckstreben nach DIN 4227 Teil 1 (07.88) Abschnitt 12.4.2 (3) bzw. (5) angenommen werden.
- Bei gleichzeitigem Auftreten von Scheibenschub und Querbiegung in der Deckenplatte darf die zur Aufnahme der Querbiegung erforderliche Bewehrung zu 40 % auf die Schubbewehrung angerechnet werden.
- Für die Mindestbewehrung der Gurtscheiben gilt DIN 4227 Teil 1 (07.88) Abschnitt 6.7.3.
- Die erforderliche Schubbewehrung ist ungestaffelt bis an den Rand des Bereichs der für den brandschutztechnischen Nachweis gewählten mitwirkenden Plattenbreite zu führen.

Mit diesem Bemessungsansatz ergibt sich ggf. eine brandschutztechnisch erforderliche Erhöhung der Plattenbewehrung in Fällen mit hoher Schubbeanspruchung. Die Versuchskörper S1 bis S3 waren in dieser Hinsicht extrem ungünstig ausgebildet, da die Spannweite aufgrund der Prüfstandsabmessungen im Verhältnis zur verwendeten Trägerprofilhöhe geringer als in der Praxis üblich gewählt wurde. Bei Versuch S2 und S3 betrug die zusätzlich erforderliche Bewehrung nach o. g. Ansatz im Bereich bis 1,70 m vor dem Auflager  $a_s = 8 \text{ cm}^2/\text{m}$ , eingebaut wurde aber nur vorh  $a_s = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$  (Versuch S3) entsprechend 41 %. Im mittleren Trägerbereich war die vorhandene Biegebewehrung nahezu ausreichend. Die angestrebte Feu-

erwiderstandsdauer von 90 Minuten wurde hier gerade knapp erreicht. Der Versuchskörper S2 ohne Brandschutzzulagebewehrung versagte dagegen bereits nach 56 Minuten.

Bei dem im laufenden Vorhaben durchgeführten Vergleichsversuch S4 war die erforderliche Brandschutzbewehrung aufgrund der geringeren Schubbeanspruchung infolge der praxisnäheren Stützweite geringer. Die erforderliche Bewehrung im Bereich von  $l = 1,05 \text{ m}$  vor dem Auflager von  $\text{erf } a_s = 7,45 \text{ cm}^2/\text{m}$  war zu 83 % von der 0,4fach anrechenbaren Biegebewehrung und der durchgehenden und daher voll anrechenbaren unteren Bewehrung abgedeckt. Mit der eingebauten Zulagebewehrung  $\phi 8/e = 15 \text{ cm}$  wurde die erforderliche Bewehrung überschritten. Der mittlere Bereich war ohne Zulagen ausreichend ausgebildet. Die angestrebte Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten wurde hier weit überschritten.

Bei den Versuchen Nr. 1 (HE A 340,  $t_u > 184 \text{ min}$ ), Nr. 2 (IPE 400,  $t_u > 121 \text{ min}$ ) und Nr. 4 (HE A 200,  $t_u > 120 \text{ min}$ ) lagen vergleichbare Verhältnisse vor. In allen drei Fällen war die anrechenbare Biegebewehrung zusammen mit der durchgehend eingebauten unteren Plattenbewehrung ausreichend.

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß bei Einhaltung des o. g. Bemessungsansatzes die angestrebte Feuerwiderstandsdauer sicher erreicht wird. Die rechnerisch anzusetzende mitwirkende Plattenbreite kann dabei wie im Eurocode 4 für den Kaltzustand mit  $b_m = L/4$  angesetzt werden. Eine Reduzierung der in E DIN 4102 Teil 4 (08.92) formulierten Anforderungen erscheint jedoch aufgrund der erzielten Versuchsergebnisse nicht gerechtfertigt. Der Bemessungsansatz für die Schubbewehrung stellt i. a. keine Verschärfung der Kaltbemessungsrichtlinien dar, wenn der Nachweis der Schubspannungen in der Dübelumrißfläche geführt und die entsprechende Bewehrung eingebaut wird. Brandschutzzulagen werden nur dann erforderlich, wenn dieser Nachweis in der Praxis umgangen wird oder wenn bei Profilblechverbunddecken das Blech für diesen Nachweis angerechnet wird, während ihm im Brandfall keine Tragfähigkeit mehr zugewiesen werden kann.

## 6 NÄHERUNGSVERFAHREN ZUR BRANDSCHUTZTECHNISCHEN BEMESSUNG VON VERBUNDTRÄGERN UND ANSCHLÜSSEN

### 6.1 Allgemeines

Das von den Autoren Dorn, Hosser, Muess und Schaumann im Vorgriff auf dieses Forschungsvorhaben entwickelte vereinfachte Rechenverfahren wurde ausführlich in Abschnitt 3.1.5 beschrieben. Es kann nun auf der experimentalen Basis des Brandversuchs Nr. 1 (Untersuchungsbericht Nr. 9123/6709B) auf die Feuerwiderstandsklasse F 180 erweitert werden.

Der Berechnungsablauf ist der diesem Bericht als Anlage 1 beige-fügten Originalveröffentlichung [13] des Verfahrens zu entnehmen. Im folgenden werden daher nur die um die Angaben für die Feuerwiderstandsklasse F 180 erweiterten Diagramme und Formeln zur Berechnung der Reduktionsfaktoren für die einzelnen Querschnittsbereiche angegeben.

Die Bilder 6.1 bis 6.5 zeigen die Diagramme zur Bestimmung der Reduktionsfaktoren  $r_i$  für die fünf Bereiche des Stahlprofils. Sie sind von der Trägerbreite abhängig (oberer Flansch, Steg oben und Steg 100 mm) bzw. von der Dicke des unteren Profilflansches (Steg 50 mm und unterer Flansch). Damit kann die Restfestigkeit der einzelnen Profilbereiche berechnet werden zu

$$\beta_i(T) = \beta_a \cdot r_i$$

mit

$\beta_a$  = Streckgrenze des Profilstahls bei Raumtemperatur.

Die Abminderung der Festigkeit der Bewehrung im Kammerbeton des Stahlprofils wird berechnet zu

$$\beta_s(T) = \beta_s \cdot r_{s,T} \cdot r_{s,\varepsilon}$$

mit

$\beta_s$  = Streckgrenze des Bewehrungsstahls bei Raumtemperatur.

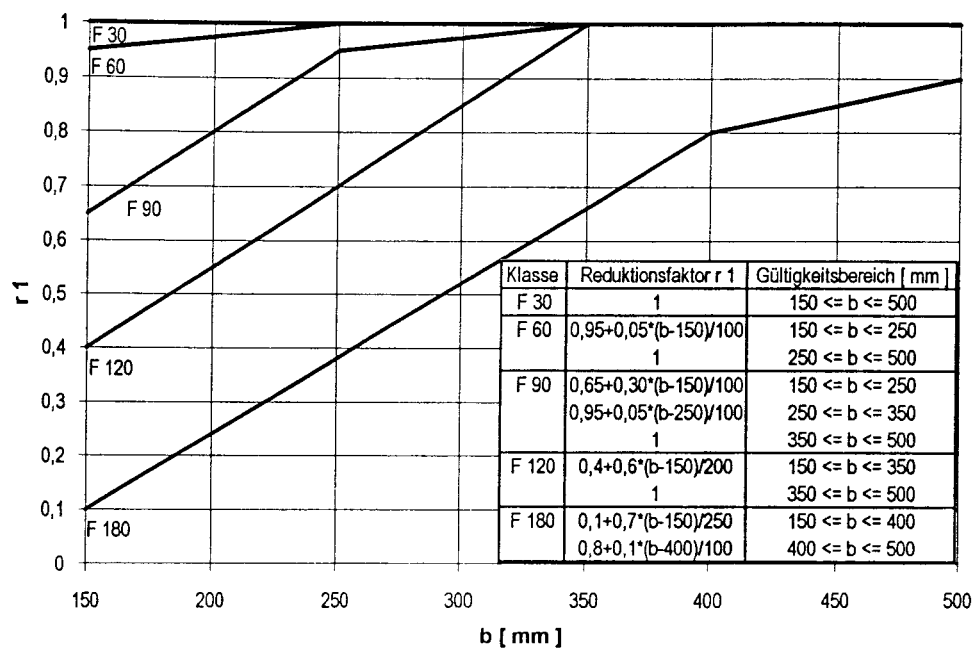


Bild 6.1 Reduktionsfaktor  $r_1$  für den oberen Profilflansch

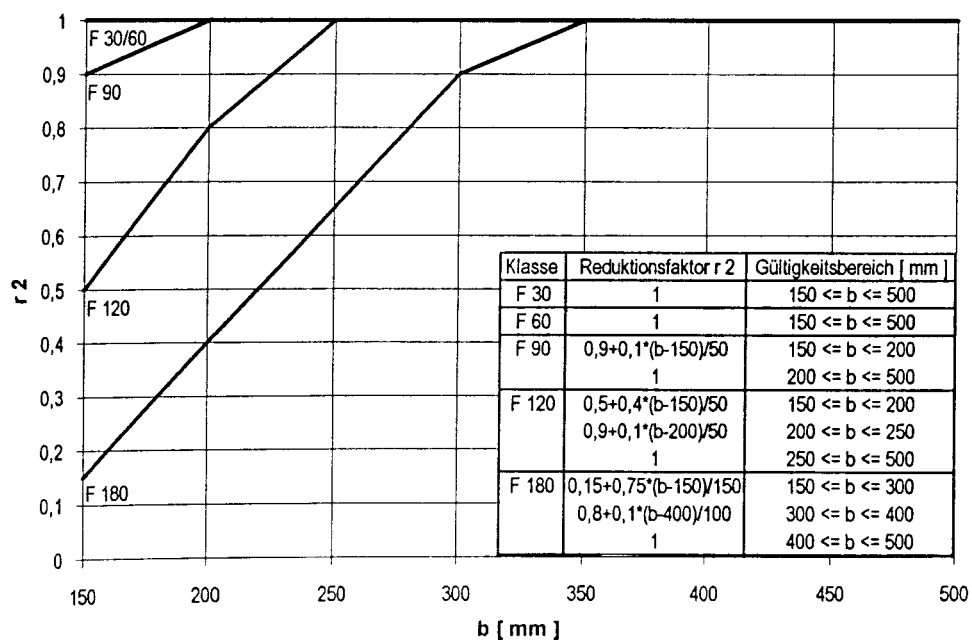


Bild 6.2 Reduktionsfaktor  $r_2$  für den oberen Stegbereich



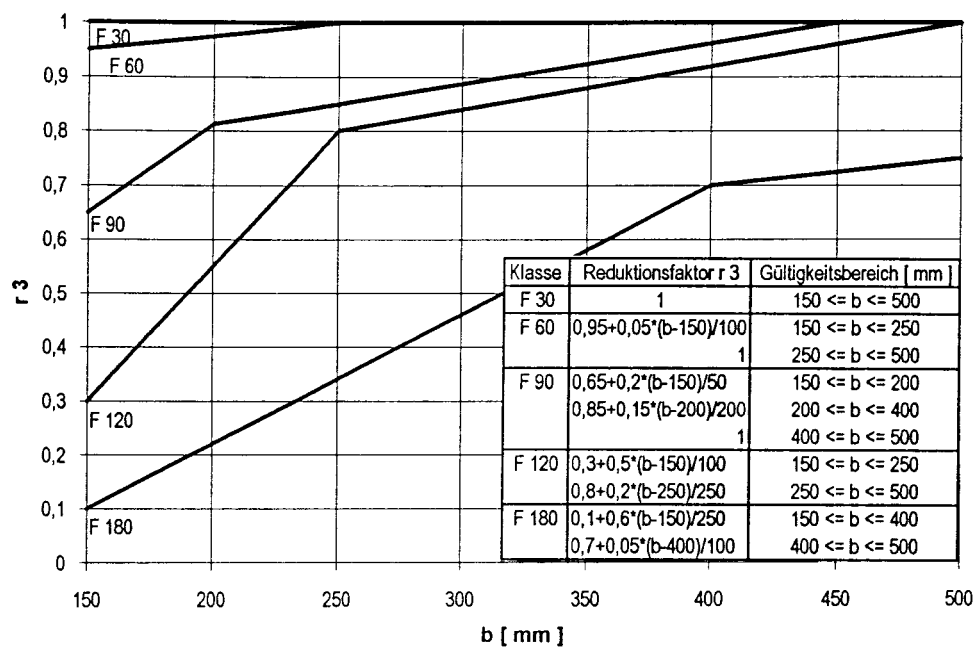


Bild 6.3 Reduktionsfaktor  $r_3$  für den Stegbereich  $h = 100$  mm

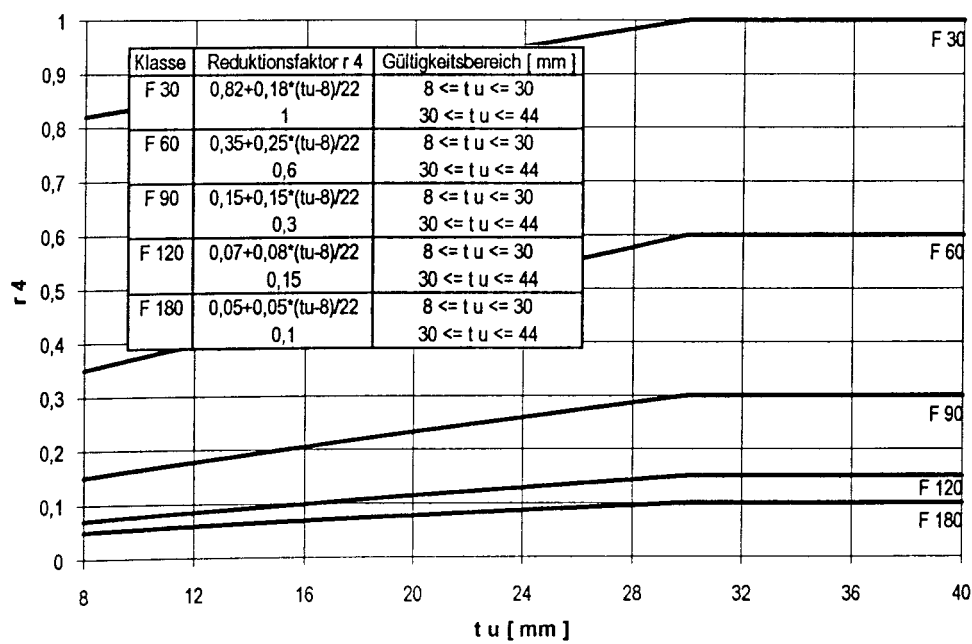


Bild 6.4 Reduktionsfaktor  $r_4$  für den Stegbereich  $h = 50$  mm

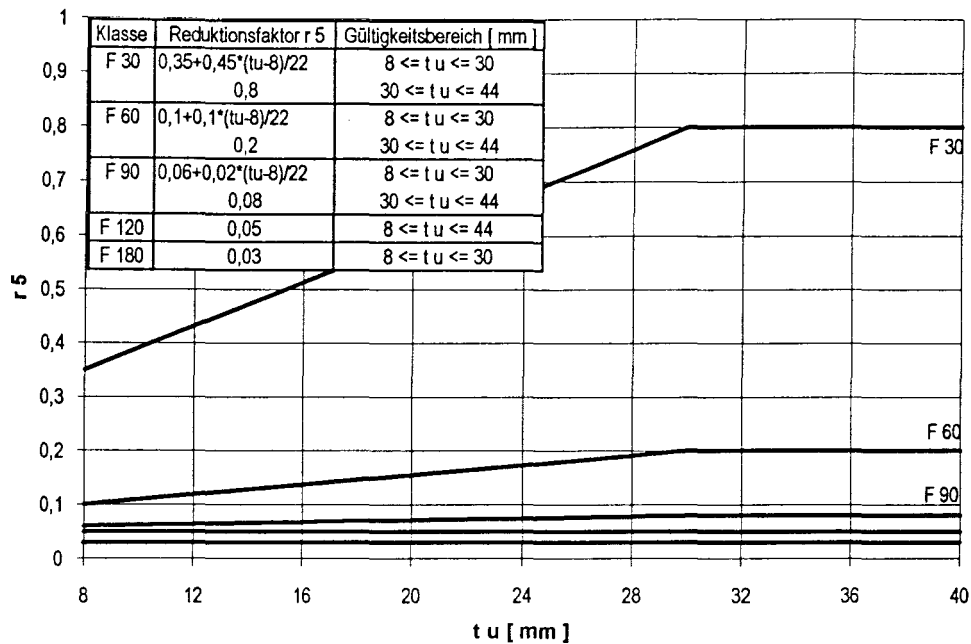


Bild 6.5 Reduktionsfaktor  $r_5$  für den unteren Profilflansch

Der Faktor  $r_{s,T}$  berücksichtigt die Festigkeitsabminderung infolge der Temperatureinwirkung und ist für die Feuerwiderstandsklasse F 180 festgelegt auf

$$r_{s,T} = u \cdot m_{180}$$

mit  $u$  = Achsabstand des Bewehrungsstabs zur Innenkante des unteren Flansches.

Die Steigung dieser linearen Beziehung wird durch den Polynomansatz

$$10000 \cdot m_{180} = a_0 + a_1 \cdot b + a_2 \cdot b^2 + a_3 \cdot b^3$$

mit den Koeffizienten

$$a_0 = -10,4143$$

$$a_1 = 0,1141$$

$$a_2 = -1,6847 \cdot 10^{-4}$$

$$a_3 = 1,2381 \cdot 10^{-7}$$

beschrieben.  $b$  ist die Breite des Stahlprofils in mm.

Der Faktor  $r_{s,\varepsilon}$  zur Erfassung des Verhältnisses zwischen aktivierter Spannung und Festigkeit bei der vorhandenen Temperaturverteilung im Querschnitt ist nach Bild 6.6 wie bei der Feuerwiderstandsklasse F 120 anzusetzen.

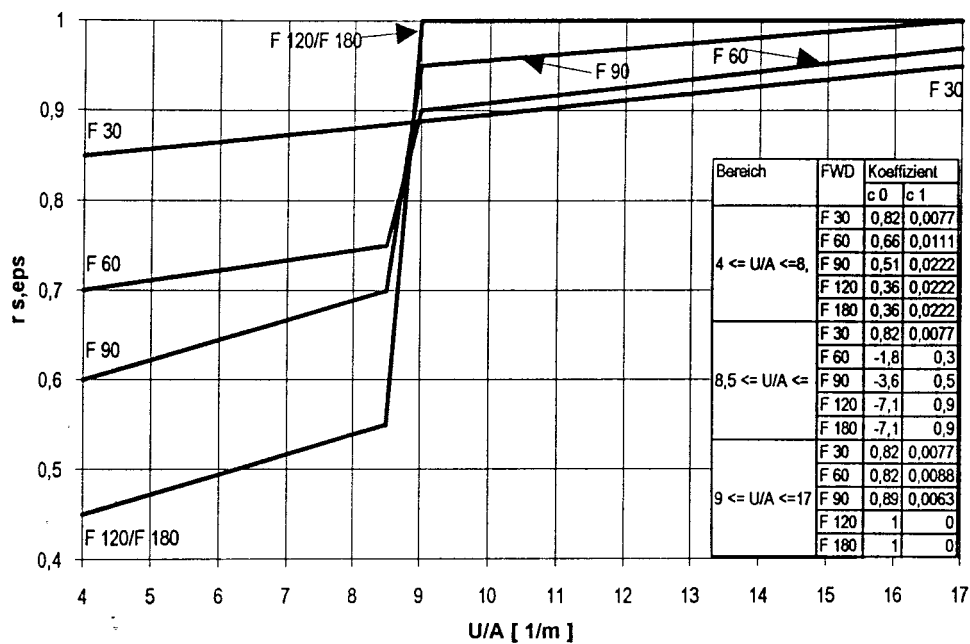


Bild 6.6 Reduktionsfaktor  $r_{s,\varepsilon}$

Die temperaturbedingte Entfestigung der Deckenplatte wird durch Einteilung in drei Schichten mit fest vorgegebenen Reduktionsfaktoren  $r_{D,Ti}$  erfaßt. Die Dicke dieser Schichten verändert sich mit zunehmender Branddauer. Das entsprechende Diagramm wurde auf F 180 erweitert (Bild 6.7).

Zur Berücksichtigung der Dehnungsverteilung in der Decke muß  $r_{D,Ti}$  noch mit dem Faktor  $r_{D,\varepsilon}$  multipliziert werden, der sich aus der linearen Beziehung

$$r_{D,\varepsilon} = f_0 + f_1 \cdot d/d_0$$

ergibt. Die Koeffizienten  $f_0$  und  $f_1$  sind für F 180 wie bei den Feuerwiderstandsklassen F 90 und F 120 zu  $f_0 = 1,07$  und  $f_1 = - 0,8$

zu setzen.  $d$  bezeichnet die Deckendicke und  $d_0$  die Gesamthöhe des Verbundträgers ( $d_0 = d+h$ ,  $h$  = Höhe des Stahlprofils). Für die einzelnen Schichten der Decke sind damit folgende Rechenwerte der Betondruckfestigkeit in Ansatz zu bringen:

$$\beta_{R,i}(T) = \beta_C \cdot r_{D,Ti} \cdot r_{D,\varepsilon}$$

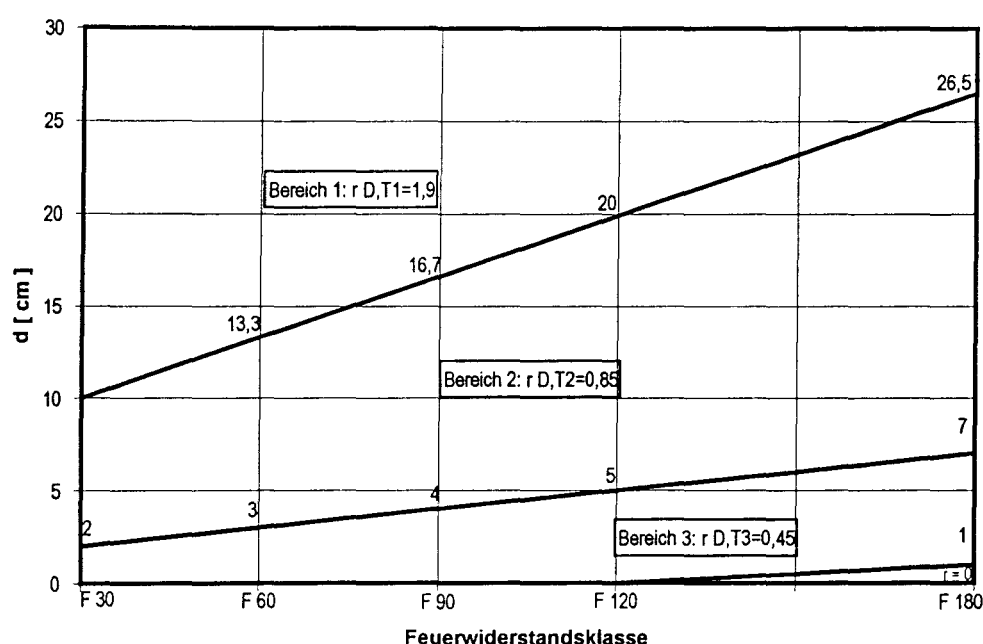


Bild 6.7 Reduktionsfaktoren  $r_{D,Ti}$  für den Deckenbeton

Dabei ist  $\beta_C$  die Zylinderdruckfestigkeit des Betons bei Raumtemperatur.

Der Kammerbeton des Verbundträgers wird entsprechend Bild 19 der als Anlage 1 beigefügten Veröffentlichung in die Bereiche 1 bis 3 aufgeteilt, deren Festigkeitsreduktion über den Faktor

$$r_{Ka,Ti} = e_0 + e_1 \cdot U/A$$

mit  $U/A$  des dreiseitig beflamten Verbundträger-Querschnitts in  $m^{-1}$  bestimmt wird. Die Koeffizienten  $e_0$  und  $e_1$  können für die Feuerwiderstandsklasse F 180 wie folgt angegeben werden:

Bereich 1:  $e_0 = 0,25$ ,  $e_1 = -0,012$

Bereich 2:  $e_0 = 0,30$ ,  $e_1 = -0,012$

Bereich 3:  $e_0 = 0,47$ ,  $e_1 = -0,012$ .

Die für die Querschnittsbereiche  $i = 1$  bis 3 in Ansatz zu bringende Festigkeit des Kammerbetons ergibt sich somit zu

$$\beta_{R,i}(T) = r_{Ka,Ti} \cdot \beta_C.$$

Damit ist die Erweiterung des Verfahrens DHMS für die Berechnung des (positiven) plastischen Feldmoments auf die Feuerwiderstandsklasse F 180 vollständig beschrieben. Im folgenden wird die Anwendung des Verfahrens zur Berechnung des aufnehmbaren Stützmoments für die fünf verschiedenen Feuerwiderstandsklassen und unterschiedliche Anschlußtypen erläutert.

## 6.2 Berechnung der plastischen Momente im Stützbereich

Im Stützbereich von Verbundträgern ist die Querschnittserwärmung im Vergleich zum Feldbereich aufgrund der größeren Masse des vorhandenen Träger-Stützen- bzw. Träger-Träger-Knotens geringer. Zur Berechnung des aufnehmbaren Stützmoments zu den Zeitpunkten entsprechend den verschiedenen Feuerwiderstandsdauern können daher auf der sicheren Seite die gleichen Reduktionsfaktoren für die einzelnen Querschnittsbereiche wie für den Feldquerschnitt verwendet werden.

Neben der Festigkeitsreduktion ist bei der Ermittlung des plastischen Stützmoments die unterschiedliche Geometrie verschiedener Anschlußvarianten zu berücksichtigen. Die in der Praxis zur Anwendung kommenden Anschlüsse können durch drei Typen charakterisiert werden, geschraubte Laschenverbindungen, Knaggenanschlüsse und geschraubte Stirnplattenverbindungen [25]. Letztere spielen dabei eine untergeordnete Rolle, da sie eigentlich nur verwendet werden, wenn ein zunächst in Stahlbauweise konzipiertes Tragwerk durch Ausbetonieren der Stahlprofile nachträglich brandschutztechnisch

ertüchtigt wird. Einige typische Beispiele für im klassischen Verbundbau verwendete Anschlüsse von Trägern untereinander oder von Trägern an Stützen sind den Bildern 6.8 bis 6.10 zu entnehmen. Dabei ist gleichzeitig schematisch dargestellt, welche Querschnittsteile bei der Berechnung des plastischen Stützmoments in Ansatz gebracht werden können.

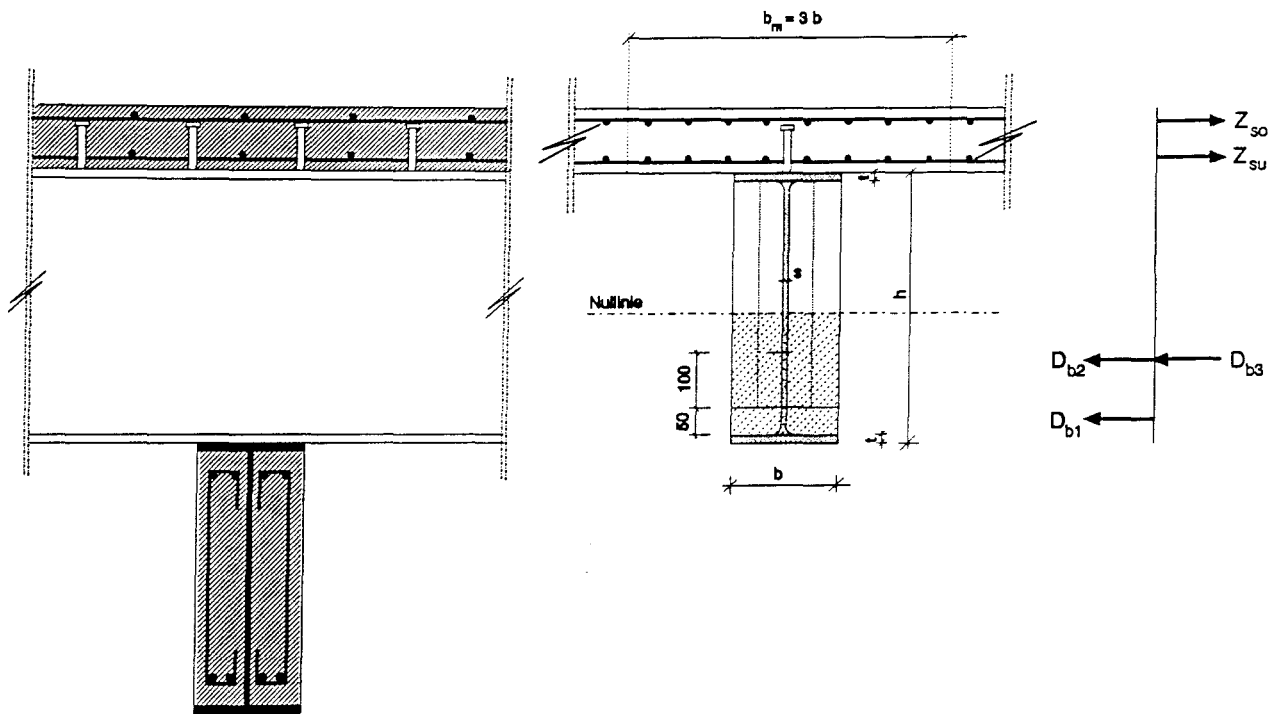
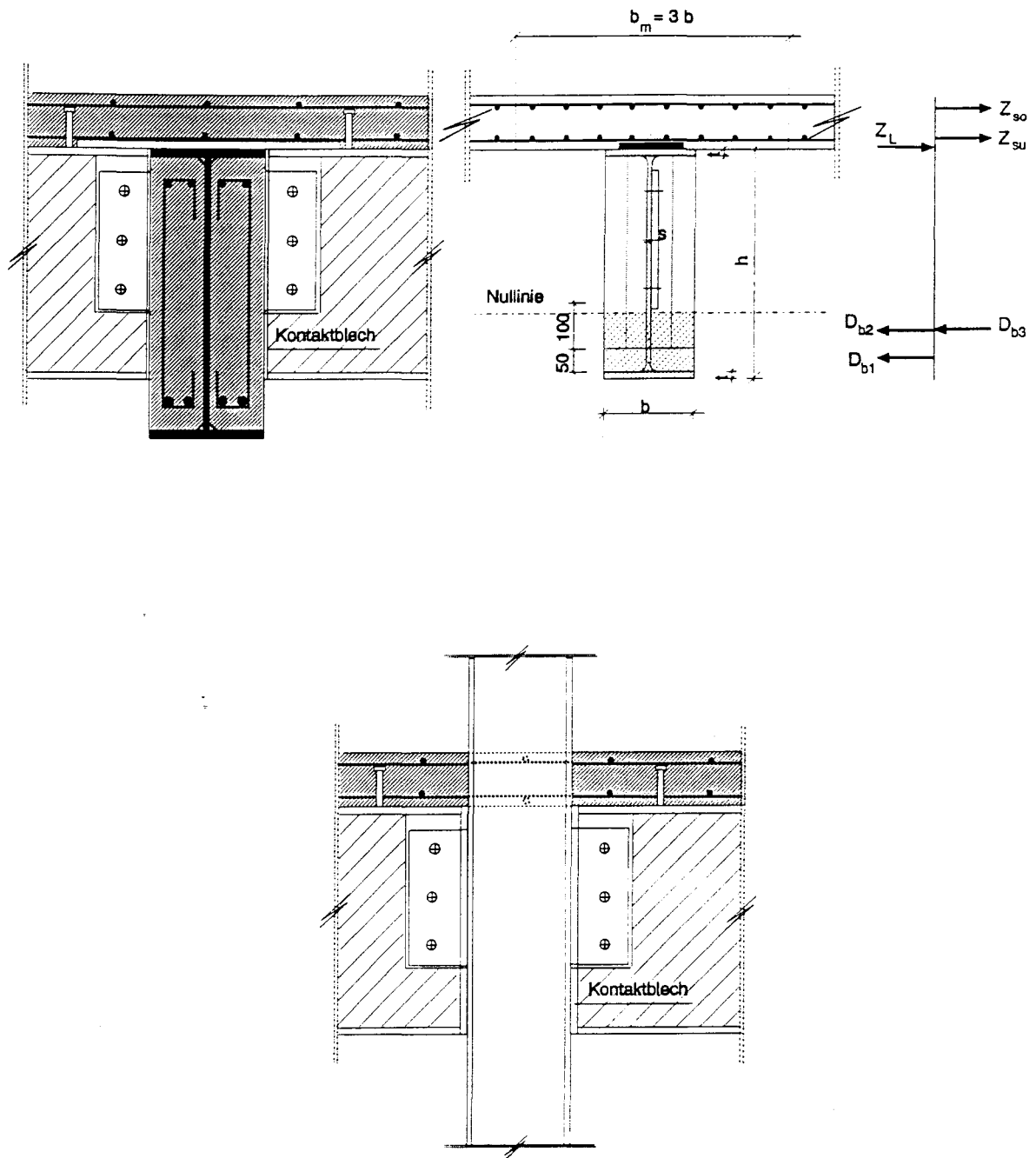


Bild 6.8 Berechnung des plastischen Moments bei gestapelter Trägerlage

Bei der Berechnung des (negativen) plastischen Stützmoments wird von folgenden grundlegenden, auf der sicheren Seite liegenden Annahmen ausgegangen:

- Die Zugkräfte werden von der Bewehrung in der durchlaufend betonierten Deckenplatte sowie vom oberen Profilflansch (sofern das Stahlprofil ebenfalls durchläuft) bzw. vom auf den oberen Flansch des Trägers geschweißten Laschenblech aufgenommen.



**Bild 6.9** Träger-Träger- bzw. Träger-Stützen-Anschluß mit Auflagerknagge und Kontaktblech eines Verbundträgers und Berechnung des plastischen Moments

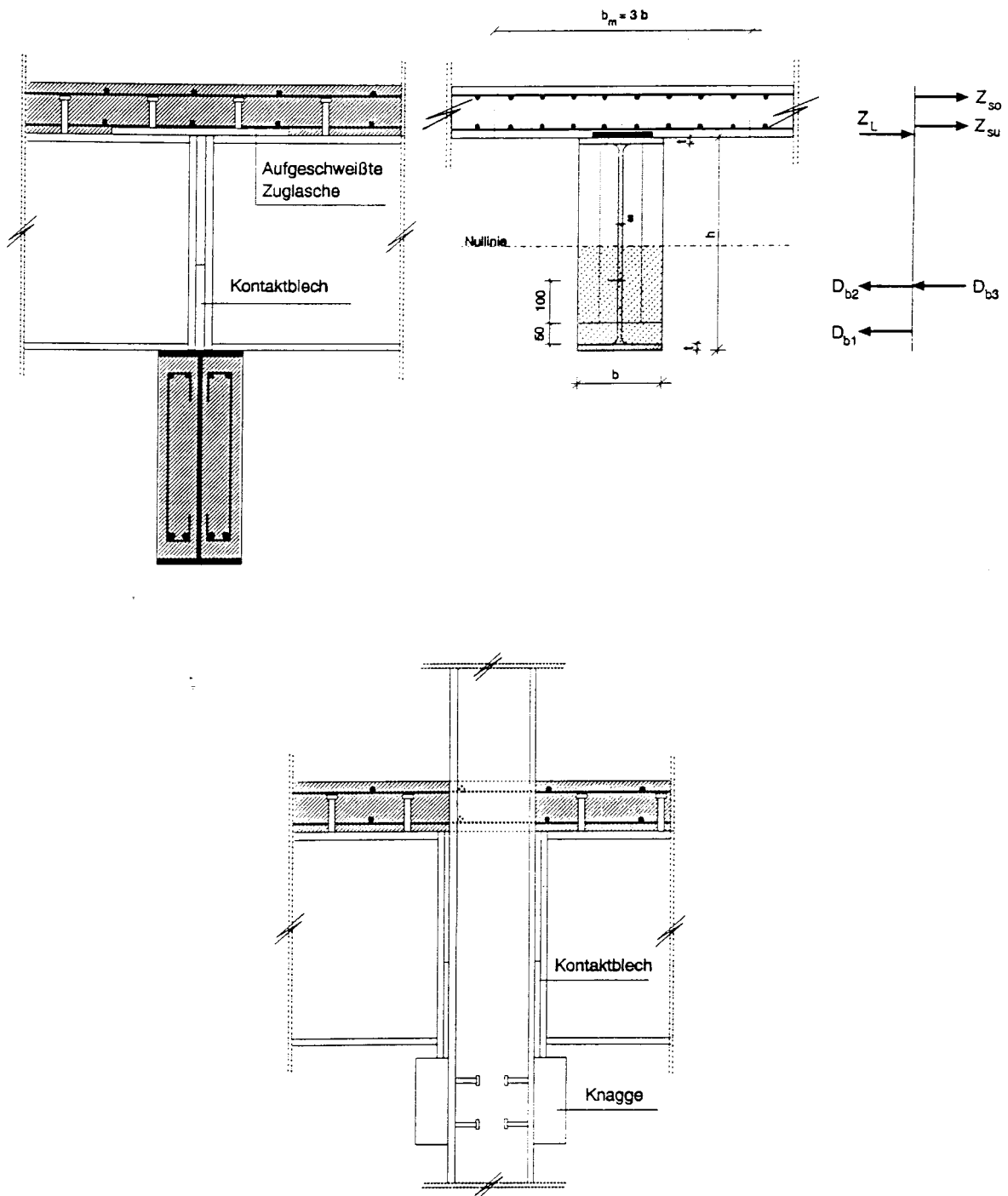


Bild 6.10 Laschenverbindung zum Anschluß von Verbundträgern untereinander und Berechnung des plastischen Moments



- Aufgrund der Einschnürung der mitwirkenden Plattenbreite im Auflagerbereich des Verbundträgers werden nur die Bewehrungsstäbe zur Zugkraftübertragung angerechnet, die innerhalb des Deckenbereichs mit der dreifachen Breite  $b$  des Stahlprofils liegen ( $b_m = 3 \cdot b$ ). Im Falle einer im Bereich der Stütze unterbrochenen Deckenplatte sind dies die Stäbe in den Deckenbereichen mit der Breite  $b$  rechts und links neben der Stütze.
- Die Druckkräfte werden vom Kammerbeton und ggf. von der darin angeordneten Längsbewehrung übertragen, sofern diese durch eine entsprechende enge Bügelbewehrung gesichert ist.
- Der untere Profilflansch wird nicht zur Druckkraftübertragung herangezogen, da in Brandversuchen beobachtet wurde, daß der Flansch beulte und sich damit der Beanspruchung entzog.
- Die Querkraft wird ausschließlich über den Profilsteg abgetragen, der für die Übertragung des Biegemoments nicht angerechnet wird.
- Die Druckzonenhöhe ist bei durchlaufendem Träger nicht begrenzt. Wird die Durchlaufwirkung bereits im Kaltzustand durch Einbau eines Kontaktblechs zwischen Trägerstirnplatte und Stütze erzeugt, dann ist die Druckzonenhöhe im Brandfall auf die Höhe des Kontaktblechs begrenzt.
- Bei im Kaltzustand als Einfeldträger mit gelenkigem Stützenanschluß ausgebildeten Verbundträgern kann im Brandfall ebenfalls eine Durchlaufwirkung angesetzt werden, wenn der planmäßige Spalt zwischen Trägerstirnfläche und der Stütze nicht größer ist als 10 mm, da Brandversuche gezeigt haben, daß ein Spalt in dieser Größe aufgrund der thermischen Dehnung und der Endverdrehung des Trägers bereits nach relativ kurzer Brandeinwirkungsdauer geschlossen wird. Die Druckzonenhöhe sollte in diesem Fall jedoch auf ein Drittel der Trägerhöhe bzw. auf die Höhe des unterhalb einer Montageöffnung im Kammerbeton verbliebenen Betons begrenzt bleiben.

Für die Berechnung der Restfestigkeiten der einzelnen Querschnittsbereiche sind die Reduktionsfaktoren für den Feldquerschnitt, wie in Anlage 1 und Abschnitt 6.1 beschrieben, zu verwenden.

Für die Bewehrung in der Deckenplatte kann der Festigkeitsreduktionsfaktor  $r_{bewD}$  nach EC4 [4] wie folgt angegeben werden:

$$\begin{aligned} F \ 30: r_{bewD} &= 1.0 \\ F \ 60: r_{bewD} &= (0.0220 \cdot u) + 0.34 \\ F \ 90: r_{bewD} &= (0.0275 \cdot u) - 0.10 \\ F \ 120: r_{bewD} &= (0.0220 \cdot u) - 0.20 \\ F \ 180: r_{bewD} &= (0.0180 \cdot u) - 0.26 \\ \text{mit} \quad 0.0 &\leq r_{bewD} \leq 1.0. \end{aligned}$$

Dabei ist  $u$  der Achsabstand der Bewehrungsstäbe von der beflamten Deckenunterseite.

### 6.3 Bemessung der Anschlüsse und Verbindungsmittel

Unabhängig vom gewählten Anschlußtyp muß der Nachweis der Querkraftübertragung über den Stahlprofilsteg geführt werden. Dies kann vereinfacht geschehen, indem die plastische Querkraft  $Q_{pl}(T)$  des Profilstegs mit den Reduktionsfaktoren  $r_2$  bis  $r_4$  nach Bild 6.2 bis 6.4 berechnet wird:

$$\begin{aligned} Q_{pl}(T) = & (s \cdot (h-2t-150)) \cdot \beta_a \cdot r_2 / \sqrt{3} \\ & + (s \cdot 100) \cdot \beta_a \cdot r_3 / \sqrt{3} \\ & + (s \cdot 50) \cdot \beta_a \cdot r_4 / \sqrt{3} \end{aligned}$$

mit  $h$  = Höhe,  $s$  = Steg- und  $t$  = Flanschdicke in mm

$\beta_a$  = Streckgrenze des Stahlprofils bei Raumtemperatur.

Dieser Wert muß größer sein als die 1,0fache vorhandene Querkraft. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, daß die Querkraft an der

ersten Innenstütze im Brandfall durch Umlagerung der Biegemomente vom Feld zur Stütze hin anwachsen kann. Mit der Länge  $L$  des Endfeldes und dem aufnehmbaren Stützmoment zum Zeitpunkt  $t$  im Brandfall  $M_{pl,Stütze}(t)$  ergibt sich die vorhandene Querkraft bei gleichförmig verteilter Belastung  $q$  zu

$$\text{vorh } Q(t) = q \cdot l/2 + M_{pl,Stütze}(t)/L.$$

Neben der Aufnahme der Querkraft müssen die Verbindungsmittel nachgewiesen werden. Dabei kann prinzipiell wie folgt vorgegangen werden:

- In Abhängigkeit vom gewählten Anschlußtyp (Knaggenanschluß oder Laschenanschluß mit vergossener, verfüllter oder offener Montageaussparung) können den Verbindungsmitteln bestimmte Aufheizgeschwindigkeiten  $dT/dt$  zugeordnet werden.
- Durch Multiplikation der angestrebten Feuerwiderstandsdauer mit dieser Aufheizrate erhält man die vorhandene mittlere Temperatur des jeweiligen Verbindungsmittels.
- Mit dieser Temperatur kann aus den Diagrammen in Bild 4.8 für Schweißnähte und Kopfbolzendübel bzw. in den Bildern 4.5 bis 4.7 ein zulässiger Ausnutzungsgrad und damit die zulässige Spannung im Brandfall bestimmt werden.

In [26] wurde eine rechnerische Untersuchung über das Erwärmungsverhalten der Verbindungsmittel bei Laschenanschlüssen von Verbundträgern ohne aufliegende Decke, d.h. bei vierseitiger Beflammung durchgeführt. Die Berechnungen wurden im Rahmen dieses Vorhabens im Hinblick auf die Aufheizgeschwindigkeiten ausgewertet. Für die Schrauben und die Schweißnaht der Lasche ergab sich dabei das in Bild 6.11 dargestellte Diagramm.

Der Vergleich mit in [2] durchgeführten Messungen ergab etwas geringere Aufheizgeschwindigkeiten bei dreiseitiger Beflammung des Anschlußbereichs von Verbundträgern mit aufliegender Deckenplatte.

Bei offener Montageaussparung war dabei insbesondere ein Einfluß der Trägerbreite festzustellen. Zur Bemessung der Schrauben und Schweißnähte kann bei dreiseitiger Beflammung vereinfacht das in Bild 6.12 gezeigte Diagramm verwendet werden.

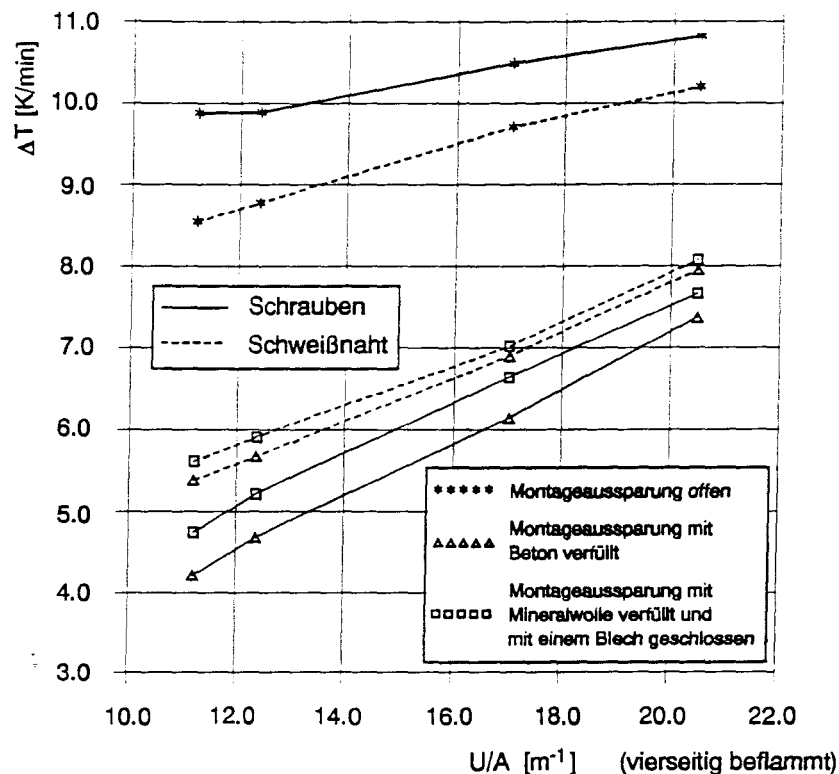


Bild 6.11 Aufheizgeschwindigkeit der Verbindungsmittel im Anschlußbereich von Verbundträgern ohne aufliegende Decke und vierseitiger Beflammung nach [26]

Bei Knaggenanschlüssen wird die Querkraft über die Kehlnähte des Knaggenblechs und über Kopfbolzendübel in die Stütze eingeleitet, die auf die Rückseite der Knagge geschweißt und durch Löcher im Profilflansch geführt werden. Die Traganteile der Stirn- und Flankenkehlnähte sowie der Dübel können dazu addiert werden. Folgende Aufheizgeschwindigkeiten sind anzusetzen:

Stirnkehlnaht oben: 6,5 K/min

Stirnkehlnaht unten und Flankenkehlnähte rechts und links:  
9,5 K/min.

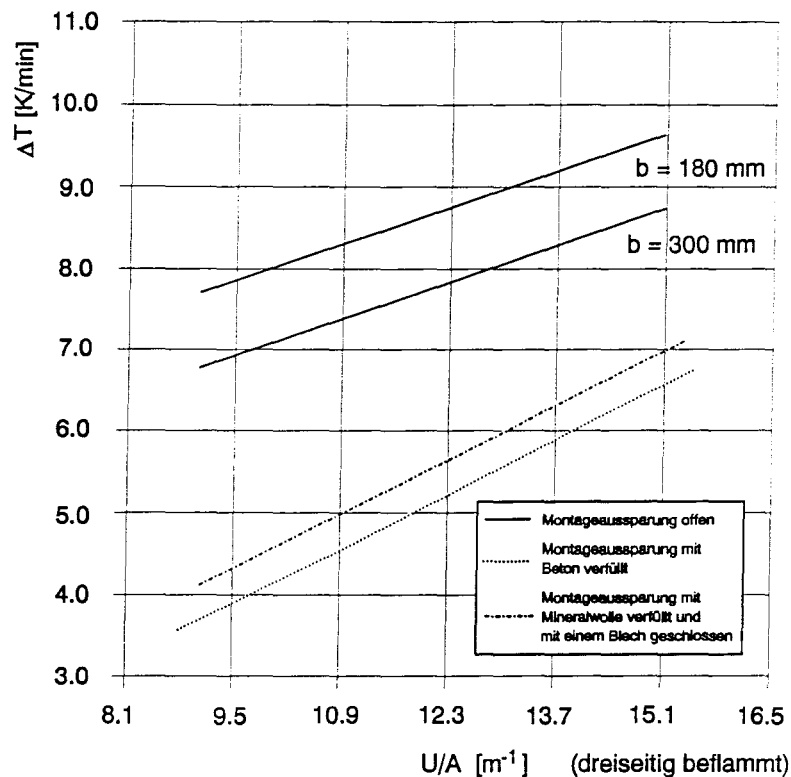


Bild 6.12 Aufheizgeschwindigkeit von Schrauben und Schweißnähten bei Laschenanschlüssen von Verbundträgern mit aufliegender Stahlbeton- oder Profilblechverbunddecke (dreiseitige Beflammung)

Für die Dübel kann folgende Funktion für die Aufheizgeschwindigkeit angegeben werden:

$$\begin{aligned} dT/dt &= 11 - 0,05 \cdot d \\ &\leq 9,5 \text{ K/min} \\ &\geq 5,0 \text{ K/min} \end{aligned}$$

mit

$dT/dt$  = Aufheizgeschwindigkeit in K/min  
 $d$  = Dicke des Knaggenblechs in mm.

Mit der für die angestrebte Feuerwiderstandsdauer berechneten Temperatur kann nun der im Brandfall zulässige Lastausnutzungsgrad nach Bild 4.8 und den Angaben in Abschnitt 4 dieses Berichts bestimmt werden. Die daraus berechnete aufnehmbare Querkraft muß mindestens so groß sein wie die 1,0fache, im Brandfall vorhandene.

Bei Hohlprofilstützen können die Schweißnähte nicht mehr für eine Tragwirkung im Brandfall herangezogen werden, da das Profil sich der Beanspruchung durch örtliches Ausbeulen entzieht. Hier muß die Querkraft also allein über die Kopfbolzendübel in den Kern der Stütze geleitet werden.

## **7 NÄHERUNGSVERFAHREN ZUR BRANDSCHUTZTECHNISCHEN BEMESSUNG VON VERBUNDSTÜTZEN**

### **7.1 Allgemeines**

Bei der Weiter- bzw. Neuentwicklung von vereinfachten Bemessungsverfahren für Verbundstützen werden folgende Anforderungen in den Vordergrund gestellt:

- Das Anwendungsspektrum soll alle Feuerwiderstandsklassen umfassen.
- Das Verfahren soll einen möglichst großen Bereich von in der Praxis anwendbaren Querschnittsabmessungen abdecken, so daß der Anwendungsbereich deutlich über den der vorliegenden Bemessungstafeln hinausgeht.
- Die Bemessung soll für zentrische und exzentrische Belastung der Stützen möglich sein.

Zur Umsetzung dieser Anforderungen wurden im Rahmen dieses Vorhabens zwei Strategien verfolgt:

- Es wurde ein Bemessungsprogramm für Verbundstützen in Form eines PC-Programms für die Anwendung in der Praxis entwickelt. Das Programm "VBBV - Vereinfachte Brandschutztechnische Bemessung von Verbundstützen" erfüllt alle genannten Anforderungen und umfaßt die drei Verbundstützentypen kammerbetonierte I-Profile, vollständig einbetonierte I-Profile und betongefüllte Hohlprofile. Die Vereinfachungen des Programms gegenüber Simulationsprogrammen liegen auf der Ebene der Berechnung der Systemtragfähigkeit, die thermische Analyse erfolgt mit einer eingebundenen FE-Routine. Das Programm basiert auf Ansätzen, die im Rahmen eines Forschungsvorhabens des BMBau im Jahre 1991 am iBMB der TU Braunschweig für die praxisgerechte brandschutztechnische Auslegung von Stahlbeton- und Stahlbauteilen erarbeitet wurden [27]. Es kann wegen der guten Übereinstimmung der Rechenergeb-

nisse mit Versuchsergebnissen als quasi exaktes Verfahren im Sinne der Eurocodes bezeichnet werden.

- Für den in der Praxis am häufigsten verwendeten Stützentyp mit kammerbetonierten I-Profilen wurde zusätzlich ein vereinfachtes Rechenverfahren hergeleitet und abgesichert, das auch für die "Handrechnung" geeignet ist. Dieses Verfahren, "**FRESH - Fire RESistance of H-profiles concreted between the flanges**" verzichtet auf die exakte Berechnung der Querschnittstemperaturen. Durch Angabe von Reduktionsfaktoren für die Festigkeit und den E-Modul in Abhängigkeit von der Branddauer wird die Temperaturberechnung überbrückt.

Beide Rechenverfahren erfüllen vollends die o.g. Anforderungen und werden im folgenden beschrieben.

## **7.2 VBBV - PC-Programm zur vereinfachten brandschutztechnischen Bemessung von Verbundstützen**

### **7.2.1 Theorie**

#### **7.2.1.1 Vereinfachungsmöglichkeiten**

Im Rahmen des Forschungsvorhabens [27] wurde geprüft, ob vorhandene genaue Simulationsverfahren so vereinfacht werden können, daß sie bei vergleichbarer Genauigkeit (wobei Abweichungen möglichst zur sicheren Seite hin auftreten sollten) zu PC-Programmen umgearbeitet werden können, deren Bedienung hinreichend einfach, deren Numerik stabil und deren Rechenzeit akzeptabel ist.

Die Temperaturanalyse erfolgt bei exakten Verfahren meist nach der Methode der finiten Elemente. Hier bestehen Vereinfachungsmöglichkeiten durch Anwendung des Differenzenverfahrens. Dies hat jedoch den Nachteil, daß zur Erzielung der gleichen Genauigkeit das Querschnittsraster wesentlich verfeinert werden muß, was zu erhöhtem Speicherbedarf führt. Mit Blick auf die Anwendung auf Personal-



computern wurde diese Möglichkeit daher verworfen. Eine FE-Berechnung zur Temperaturanalyse kann in das zu entwickelnde Programm eingebunden werden, wenn dem Anwender durch Automatisierung die erforderliche Dateneingabe zur Querschnittsdiskretisierung abgenommen wird und dadurch mögliche Fehler von vornherein vermieden werden.

Die Tragfähigkeit von Verbundstützen im Brandfall hängt außer bei sehr großer Exzentrizität oder geringer Schlankheit im wesentlichen von ihrer Steifigkeit ab. Die Vereinfachung der Berechnung der Querschnittssteifigkeit als wichtigste Eingangsgröße zur Berechnung der Verformungen und damit der Beanspruchung aus Theorie II. Ordnung wurde in [28] mit dem Ergebnis untersucht, daß "zutreffende" Werte nur mit einem exakten Verfahren bestimmt werden können. Da in dem entwickelten PC-Programm ohnehin mit quasi exakter Temperaturberechnung und entsprechender Querschnittsdiskretisierung gearbeitet wird, stellt die Steifigkeitsberechnung jedoch kein großes Problem dar.

Eine erhebliche Reduzierung des Rechenaufwands ergibt sich bei Verringerung der zu untersuchenden Querschnitte. Dabei wird vorausgesetzt, daß es genügt, die Tragfähigkeit der Stütze am Standardstab mit Lagerungsbedingungen nach Euler-Fall 1 (Kragstütze) zu untersuchen. Dafür läßt sich eine Funktion für den Verlauf der Krümmung entlang des Stabes mit hinreichender Genauigkeit angeben.

Als Parameter der Funktion treten nur die Krümmungen an der Lasteinleitungsstelle und am Fußpunkt auf. Durch Integration des Produktes von Krümmung und virtuellem Moment aus einer Horizontalkraft  $H$  am Stützenkopf ergibt sich die Kopfverschiebung als Funktion der beiden Parameter der Krümmungsfunktion. Aus der Kopfverschiebung kann das Zusatzmoment nach Theorie II. Ordnung am Fußpunkt berechnet werden, was wegen der Nichtlinearität des Zusammenhangs zwischen Moment und Krümmung iterativ geschieht, bis die Kopfverschiebung nicht mehr wächst. Die Iteration muß lediglich für den Fußpunkt ausgeführt werden, da sich das Kopfmoment aufgrund des gewählten Ansatzes für die Krümmung entlang der Stab-

achse nicht mehr ändert [27]. Der Übergang vom Standardstab auf Stützen beliebiger Lagerungsbedingungen erfolgt über das Ersatzstabverfahren [29].

#### 7.2.1.2 Lösungsweg

Zur Berechnung der Temperaturverteilung im Querschnitt wird das FEM-Programm FIRES-T [30] verwendet, ein exaktes Verfahren im Sinne der Eurocodes. Dessen Rechenzeiten liegen bei praxisüblichen Verbundbauteilquerschnitten bei Verwendung eines PC's der 486-Generation mit Taktfrequenzen von  $\geq 25$  MHz bei ca. 40 bis 60 sec. Mögliche Fehler bei der Dateneingabe werden durch eine in das Programm eingebaute automatische Querschnittsdiskretisierung vermieden. Gleichzeitig wird der Zeitaufwand für die Eingabe entsprechend abgekürzt. Das Programm berücksichtigt neben der Lage des Profilstahls auch die Anordnung der Bewehrung im Querschnitt. Dadurch wird eine hohe Genauigkeit erzielt.

Die Querschnittssteifigkeit wird in der Querschnittsanalyse ermittelt. Für einen äußeren Schnittkraftvektor  $\underline{S}_a$  ist ein Verformungsvektor  $\underline{V}$  zu suchen, so daß die Differenz zwischen  $\underline{S}_a$  und den zum Verformungsvektor gehörenden inneren Schnittgrößen  $\underline{S}_i$  verschwindet. Wegen der nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung erfolgt diese Analyse iterativ, wobei das Tangentenverfahren verwendet wird:

$$\underline{K} \cdot d\underline{V} = d\underline{S}$$

mit der Steifigkeitsmatrix

$$K = \begin{bmatrix} dM/dk & dM/d\varepsilon_o \\ dN/dk & dN/d\varepsilon_o \end{bmatrix}.$$

Dabei wird einachsige Biegung vorausgesetzt.  $k$  ist die Krümmung um die betrachtete Achse,  $\varepsilon_0$  die Dehnung der Bezugsfaser. Weiterhin gilt

$$dV = V_i - V_{i-1} = \begin{bmatrix} k & k \\ \varepsilon_0 i & \varepsilon_0 i-1 \end{bmatrix}$$

mit  $i$  = Iterationsschritt und

$$dS = S_a - S_i = \begin{bmatrix} M \\ N \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} M \\ N \end{bmatrix} \begin{bmatrix} i \end{bmatrix}$$

mit Index  $a$  = äußere,  $i$  = innere Schnittgrößen.

Die Elemente der Steifigkeitsmatrix ermitteln sich wie folgt:

$$\frac{\delta M}{\delta k} = \int \frac{\delta \sigma}{\delta \varepsilon} \cdot y^2 dA$$

$$\frac{\delta M}{\delta \varepsilon_0} = \int \frac{\delta \sigma}{\delta \varepsilon} \cdot y dA = \frac{\delta N}{\delta k}$$

$$\frac{\delta N}{\delta \varepsilon_0} = \int \frac{\delta \sigma}{\delta \varepsilon} dA .$$

Durch Integration der Spannungen über den Querschnitt ergeben sich die Elemente des inneren Schnittkraftvektors.

$$M = \int \sigma \cdot y dA$$

$$N = \int \sigma dA.$$

Zur Berechnung der Dehnungsverteilung wird von der Bernoulli-Hypothese ausgegangen:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + k \cdot y - \varepsilon_{th}.$$

Dabei ist  $\varepsilon_{th}$  die thermische Dehnung des Elements mit der Koordinate  $y$  zur betrachteten Biegeachse. Die Anteile der thermischen Dehnung sowie die Spannungsanteile der Elemente, die beide nicht-linear von der Temperatur abhängen, werden mit der Routine [31], die die in Braunschweig entwickelten und in Deutschland üblicherweise verwendeten Arbeitslinien enthält, bestimmt.

Damit ist der Algorithmus zur Berechnung des Gleichgewichtszustands am Querschnitt vollständig beschrieben.

Bei der folgenden Berechnung der Systemtragfähigkeit wird eine gegenüber der exakten Berechnung wesentliche Vereinfachung getroffen, indem der betrachtete Stab nicht weiter unterteilt wird. Dies hat, wie bereits angesprochen, den Vorteil, daß nur ein Querschnitt bei der Suche nach dem Systemgleichgewicht untersucht werden muß. Analog zu den Angaben in [27] wird hier der Ansatz von Henke [32] verwendet, ein Polynom 2. Grades mit dem Exponent 1,5:

$$k(z) = k(0) + (k(S) - k(0)) \cdot (2 \cdot z/S \cdot (z/S)^{1,5}).$$

Die Bezeichnungen sind dem Bild 7.1 zu entnehmen.

Damit ergibt sich die Auslenkung der Stütze am Kopfpunkt zu

$$w_k = -s^2 \cdot (0,381 \cdot k(S) + 0,119 \cdot k(0))$$

und das Moment aus Anteilen nach Theorie I. und II. Ordnung am Fußpunkt zu

$$M(S) = (e + w_k) \cdot N = M^I + M^{II}.$$

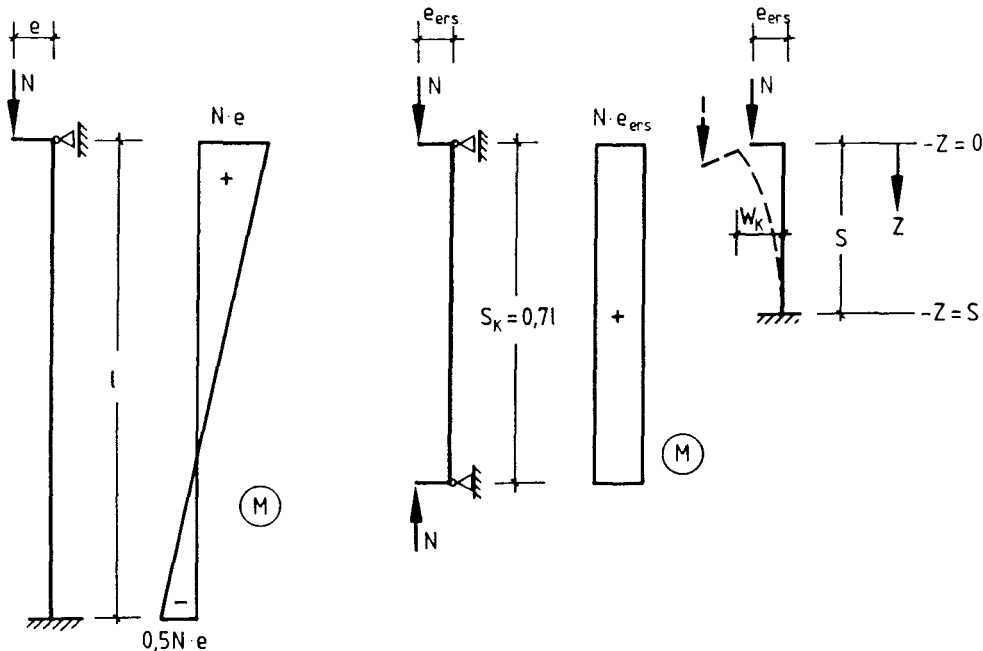


Bild 7.1 Bezeichnungen beim Verfahren VBBV

Ein stetiger Verlauf der Krümmung über die Stablängsachse wird dabei vorausgesetzt. Wegen der nichtlinearen Abhängigkeit der Krümmung von der Beanspruchung ist hier wiederum eine Iteration erforderlich. Diese wird solange ausgeführt, bis sich die Kopfverschiebung  $w_k$  nicht mehr ändert, d. h. die Änderung unter einer vorgegebenen Genauigkeitsschranke liegt. Der Zeitbedarf für die Iteration wird minimiert, indem der Verformungsvektor des letzten Gleichgewichtszustands als Startwert für die nächste Beanspruchungsstufe gewählt wird.

### 7.2.2 Programmbeschreibung

Mit der Umsetzung in ein PC-Programm soll sichergestellt werden, daß das im vorigen Abschnitt erläuterte vereinfachte Rechenverfahren auf breiter Basis in der Praxis angewendet werden kann. Wesentliche Ziele waren dabei die einfache Dateneingabe und ein stabiler Algorithmus, um die zu bemessenden Querschnitte mit

geringem Zeitaufwand besser an die vorhandene Belastung anpassen zu können, als es bisher z. B. mit den üblichen Bemessungshilfen möglich war. Das entwickelte Programm **VBBV - Vereinfachte Brandschutztechnische Bemessung von Verbundstützen** erfüllt diese Ziele uneingeschränkt.

Zur einfachen und übersichtlichen Dateneingabe wurde eine Benutzeroberfläche in der Programmiersprache CLIPPER geschrieben. Dabei wurde eine Datenbank für Stahlwalzprofile integriert, die von der Firma Trade Arbed Deutschland zur Verfügung gestellt wurde.

Die numerisch aufwendigen Programmteile mußten von der Eingaberoutine abgetrennt werden, da CLIPPER nicht über numerische Coprozessoren verfügt. Die Berechnung der Temperaturverteilung im Querschnitt sowie die statische Systemanalyse laufen daher im Anschluß an die maskengesteuerte Dateneingabe separat ab. Für den Anwender auch optisch nachvollziehbar, werden diese Programmteile von der Dateneingabeoberfläche aus automatisch angestartet. Die Eingabedaten und Berechnungsergebnisse werden in einem Ergebnisfile abgespeichert und können in ausgedruckter Form der jeweiligen statischen Berechnung beigelegt werden.

Es muß jedoch ausdrücklich darauf hingewiesen werden, daß die Programmanwendung die eigentlichen Algorithmen vor dem Benutzer verbirgt. Ingenieurmäßiges Verständnis für das Brandverhalten von Verbundstützen wird nicht erwartet. Eine sichere Anwendung des Programms setzt daher bindend die Einhaltung der angegebenen Randbedingungen und Anwendungsgrenzen voraus!

Das Programm wird durch Eingabe des Befehls VBBV angestartet. In den Bildern 7.2 bis 7.4 sind die auf dem Bildschirm erscheinenden Menüpunkte dargestellt. Jede erscheinende Maske wird zeilenweise durch Text in einem grauen Kasten am unteren Bildrand erläutert.

Zunächst ist durch die Wahl von PROFIL (= kammerbetonierte oder vollständig einbetonierte Stahlprofile) bzw. ROHR (= betongefüllte

Hohlprofile, rund oder viereckig) die Wahl des Stützentyps zu treffen. Bei Profilstützen wird eine Datenbank eingeblendet, aus der das gewünschte Stahlprofil ausgewählt werden kann, dessen Abmessungen dann in einer neuen Maske erscheinen. Bei Anwendung anderer Profile, z. B. Schweißprofile, können in dieser Maske auch direkt die Querschnittsabmessungen eingegeben werden. Danach muß zwischen dem Typ "kammerbetoniert" oder "vollständig einbetoniert" gewählt werden. Nach Eingabe der Anzahl von Bewehrungsstäben im Querschnittsviertel wird eine entsprechende Maske mit den Durchmessern und der Lage der einzelnen Stäbe ausgefüllt. Nach dieser Eingabe erfolgt automatisch die Querschnittsgenerierung für die Temperatur- und Systemanalyse, die unter Ausnutzung der Symmetrie am halben Querschnitt durchgeführt und auf dem Bildschirm angezeigt wird. Danach muß gewählt werden, ob eine Berechnung der Feuerwiderstandsdauer bei vorgegebener Last oder eine Traglastberechnung für eine geforderte Feuerwiderstandsklasse durchgeführt werden soll.

Bei der Feuerwiderstandsdauerberechnung wird abgefragt, wieviel Zeitintervalle mit gleicher Zeitschrittweite abgearbeitet werden sollen. Im Regelfall wird man hier zwei angeben, um bei Annäherung an den Versagenszeitpunkt mit einer Schrittweite von einer Minute eine möglichst genaue Zeitbestimmung zu erhalten. Für den Beginn der Rechnung kann eine größere Schrittweite gewählt werden, jedoch keinesfalls größer als 10 Minuten. Aus Gründen der Speicherkapazität ist die Gesamtanzahl der Zeitschritte auf 50 begrenzt. Im Falle einer Berechnung, bei der das Versagen der Stütze im Bereich von 90 Minuten der Branddauer erwartet wird, würde man z. B. eingeben:

- Anzahl Zeitintervalle 2
- bis 80. Minute  $dt = 5 \text{ min}$
- bis 100. Minute  $dt = 1 \text{ min}$ .

Damit beträgt die Gesamtanzahl der Zeitschritte 36 und ist kleiner als 50.

Wird die Traglastberechnung gewählt, dann sind die maximale Branddauer, das Zeitintervall für die Temperaturberechnung (darf hier höchstens 5 Minuten betragen) und das Ausgabeintervall einzugeben. Mit dem Ausgabeintervall wird die Anzahl der zur Iteration bei der statischen Analyse erforderlichen Zeitschritte gesteuert. Es ist im Regelfall gleich dem Zeitintervall bei der Temperaturberechnung zu setzen. Bei Berechnung massiger Stützen kann das Ausgabeintervall auch höher gesetzt werden (z.B. auf 6, statische Analyse erfolgt dann für jedes 6. Temperaturintervall) um Rechenzeit zu sparen. Bei sehr dünnen Querschnitten und/oder großen Schlankheiten muß aus Gründen der Konvergenz dagegen sowohl die Temperaturberechnung als auch die statische Analyse mit geringeren Zeitintervallen als 5 Minuten durchgeführt werden.

Nach Eingabe der Zeitintervalle erscheint eine Maske zur Eingabe der Baustofffestigkeiten, der Stützenlänge, des Euler-Falls zur Bestimmung der vorhandenen Knicklänge im Brandfall und der planmäßigen Lastausmitte. Im Fall der Feuerwiderstandsberechnung muß außerdem die vorhandene Normalkraft angegeben werden. Weiterhin muß die Biegerichtung (starke oder schwache Achse) angegeben werden.

Nach dem Ausfüllen dieser Maske läuft die Berechnung automatisch ab, sofern die Frage nach der Erstellung weiterer Datensätze mit nein beantwortet wird.

Bei Hohlprofilstützen läuft der Eingabevorgang in gleicher Weise ab. Eine Änderung ergibt sich nur für die Eingabe der Querschnittsabmessungen, da für Hohlprofile keine Datenbank zur Verfügung steht. So sind jeweils die Wandungsdicke und der Durchmesser bzw. die Höhe und Breite des Profils anzugeben.

### 7.2.3 Verifizierung des Programms VBBV

Das entwickelte PC-Programm wurde durch Nachrechnung von insgesamt 65 Versagenszeiten aus Brandversuchen, die am iBMB in Braunschweig



Profil Rohr
----------------

Profilauswahl	
HE 200 A	
DIL 200	
HE 200 B	
HE 200 M	
HE 220 AA	

Vereinfachte Brandschutztechnische Bemessung von Verbundstützen

Rev. 1.0      Mai 1993  
Copyright (c) Dr.-Ing. T. Dorn  
                 cand.-Inf. H. Sievers  
                 iBMB - TU Braunschweig

Zur Erläuterung -?- drücken | Data by TRADE ARBED Deutschland

Profil Rohr	HE 200 B		%F	4
	Höhe	20.000	AnzB	1
	Breite	20.000		
	StDicke	0.900		
	FlDicke	1.500		
		[cm]		

ohne Betonum- mit mantelung
--------------------------------

Vereinfachte Brandschutztechnische Bemessung von Verbundstützen

Rev. 1.0      Mai 1993  
Copyright (c) Dr.-Ing. T. Dorn  
                 cand.-Inf. H. Sievers  
                 iBMB - TU Braunschweig

Bild 7.2      Eingabemaske des Programms VBBV

HE 200 B

Profil  
Rohr

Höhe 20.000  
Breite 20.000  
StDicke 0.900  
FlDicke 1.500  
[cm]

Nr  $\varphi$  u us

1 2.50 5.00 5.00  
[cm]

Feuerwiderstandsdauer  
Traglastberechnung

Vereinfachte Br

Rev. 1.0 M  
Copyright (c) D

2 2 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 2 2  
2 2 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 2 2  
2 2 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 2 2  
2 2 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 2 2  
2 2 1 1 3 3 1 1 3 3 1 1 2 2  
2 2 1 1 3 3 1 1 3 3 1 1 2 2  
2 2 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 2 2  
2 2 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 2 2  
2 2 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 2 2  
2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2

% St  
0  
100  
68  
von Verbundstützen

cand.-Inf. H. Sievers  
iBMB - TU Braunschweig

HE 200 B

Profil  
Rohr

Höhe 20.000  
Breite 20.000  
StDicke 0.900  
FlDicke 1.500  
[cm]

Nr  $\varphi$  u us

1 2.50 5.00 5.00  
[cm]

Anzahl Zeit-  
intervalle 1

Vereinfachte Br

Rev. 1.0 M  
Copyright (c) D

2 2 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 2 2  
2 2 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 2 2  
2 2 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 2 2  
2 2 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 2 2  
2 2 1 1 3 3 1 1 3 3 1 1 2 2  
2 2 1 1 3 3 1 1 3 3 1 1 2 2  
2 2 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 2 2  
2 2 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 2 2  
2 2 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 2 2  
2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2

% St  
0  
100  
68  
von Verbundstützen

cand.-Inf. H. Sievers  
iBMB - TU Braunschweig

Anzahl Zeitschritte mit jeweils konstanten  $\Delta t$

Bild 7.3 Eingabemaske des Programms VBBV

Profil Rohr	HE 200 B		Nr	φ	u	us	bis	Δt	βWN 2.500 βa 24.000 βs 50.000 EMo 21000.0 S 300.000 Eulerfall 2 e 0.500 N -800 St. Achse F
	Höhe	20.000	1	2.50	5.00	5.00	90	2	
	Breite	20.000							
	StDicke	0.900							
	FlDicke	1.500							
		[cm]							

Vereinfachte Br	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	% St
	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	0
	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	100
	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	68
	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	
	2	2	1	1	3	3	1	1	3	3	1	1	2	2	
	2	2	1	1	3	3	1	1	3	3	1	1	2	2	
	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	
	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	
	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	
	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	
	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	

Rev. 1.0 M  
Copyright (c) D  
cand.-Inf. H. Sievers  
iBMB - TU Braunschweig

Biegung um Starke Achse = Y/J/T, Schwache Achse = N/F

Profil Rohr	HE 200 B		Nr	φ	u	us	bis	Δt	βWN 2.500 βa 24.000 βs 50.000 EMo 21000.0 S 300.000 Eulerfall 2 e 0.500 N -800 St. Achse F
	Höhe	20.000	1	2.50	5.00	5.00	90	2	
	Breite	20.000							
	StDicke	0.900							
	FlDicke	1.500							
		[cm]							

Vereinfachte Br	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	% St
	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	0
	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	100
	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	68
	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	
	2	2	1	1	3	3	1	1	3	3	1	1	2	2	
	2	2	1	1	3	3	1	1	3	3	1	1	2	2	
	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	
	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	
	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	
	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	
	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	

Rev. 1.0 M  
Copyr

Daten unter FEUER.002, BRAND.002 und ERGEBNIS.002  
Weitere Stütze berechnen ? Ja Nein

Bild 7.4 Eingabemaske des Programms VBBV

und am CTICM in Metz durchgeführt wurden, verifiziert. Die Versuchsergebnisse sind in [33] dokumentiert. Zum Vergleich wurden die experimentell ermittelten Versagenszeiten über den berechneten aufgetragen.

In Bild 7.5 sind die Vergleichswerte für Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen und aus betongefüllten Hohlprofilen dargestellt. Für oberhalb der 45°-Linie eingetragene Punkte liegt die berechnete Versagenszeit ( $\text{cal } t_u$ ) gegenüber der experimentellen ( $\text{exp } t_u$ ) auf der sicheren Seite. Dies ist bei der überwiegenden Anzahl der Nachrechnungen der Fall.

Im Bild 7.6 (oben) sind die Vergleichswerte für Stützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen dargestellt. Signifikante Abweichungen zur unsicheren Seite treten überwiegend bei Versuchen auf, bei denen während des Versuchs Abplatzungen des Betons auftraten. Im gleichen Bild unten ist das entsprechende Diagramm aus [33] abgedruckt, das den Vergleich der mit dem exakten Rechenprogramm STABA-F berechneten und der experimentellen Versagenszeiten wiedergibt. Es zeigt sich, daß das vereinfachte Verfahren VBBV vergleichbare Ergebnisse liefert.

#### 7.2.4 Anwendungsgrenzen des Programms

In Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsdauer sind folgende Mindestabmessungen der Querschnitte einzuhalten:

kammerbetonierte Stahlprofile:

$\text{min } h = \text{min } b = 140 \text{ mm (F 30)}$   
 $\text{min } h = \text{min } b = 180 \text{ mm (F 60)}$   
 $\text{min } h = \text{min } b = 220 \text{ mm (F 90)}$   
 $\text{min } h = \text{min } b = 280 \text{ mm (F 120)}$   
 $\text{min } h = \text{min } b = 300 \text{ mm (F 180)}$

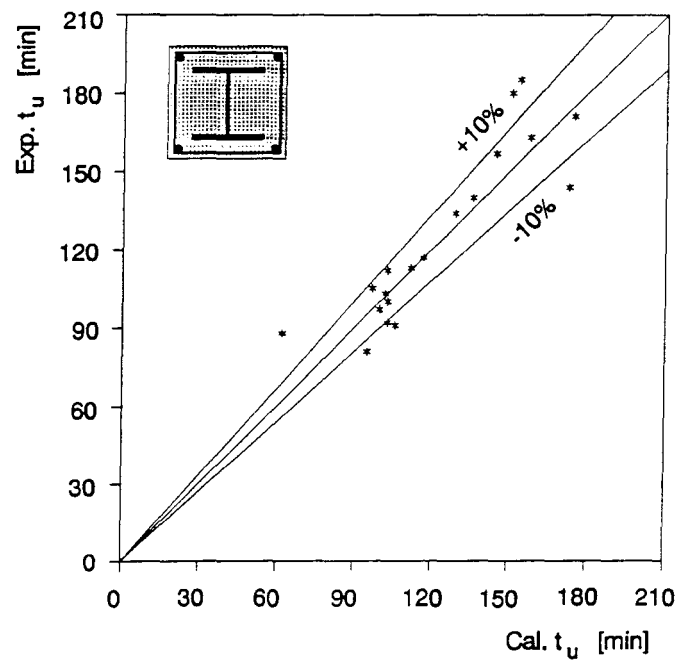
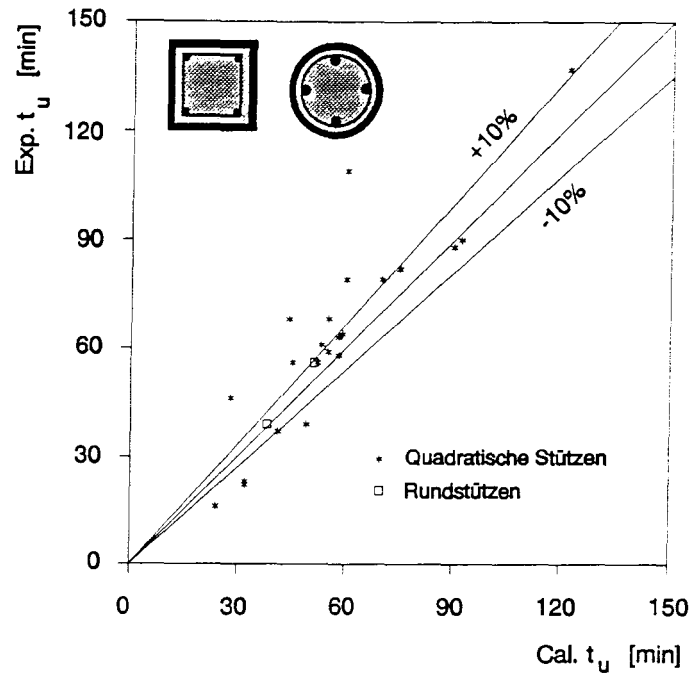


Bild 7.5 Vergleich der gemessenen ( $\exp t_u$ ) und der berechneten ( $\text{cal } t_u$ , Programm VBBV) Versagenszeiten von Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen und aus betongefüllten Hohlprofilen.

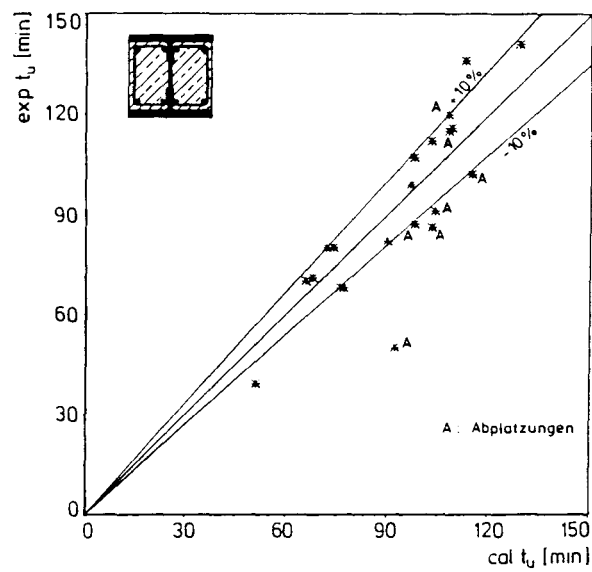
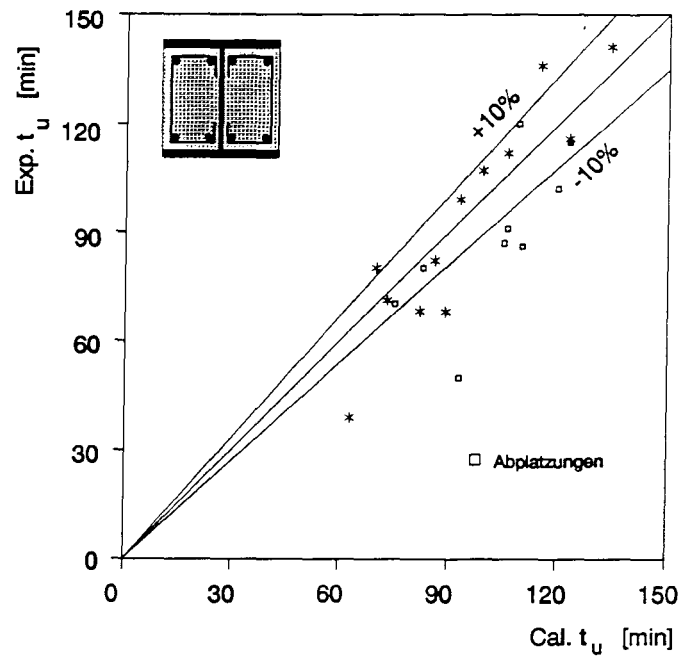


Bild 7.6 Vergleich der gemessenen ( $\text{exp } t_u$ ) und der berechneten ( $\text{cal } t_u$ , Programm VBBV oben, Programm STABA-F unten) Versagenszeiten von Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen

betongefüllte Hohlprofile:

min d = min b bzw. min D = 140 mm (F 30)

min d = min b bzw. min D = 180 mm (F 60)

min d = min b bzw. min D = 200 mm (F 90)

min d = min b bzw. min D = 240 mm (F 120)

min d = min b bzw. min D = 360 mm (F 180)

vollständig einbetonierte Hohlprofile:

min d = min b = 150 mm (F 30)

min d = min b = 180 mm (F 60)

min d = min b = 220 mm (F 90)

min d = min b = 300 mm (F 120)

min d = min b = 350 mm (F 180).

### **7.3 FRESH - Fire RESistance of H-profiles concreted between the flanges**

#### **7.3.1 Grundlagen**

Für den in der Baupraxis am häufigsten verwendeten Verbundstützentyp der kammerbetonierten Stahlprofile existieren bereits vereinfachte brandschutztechnische Bemessungsverfahren, die im Abschnitt 3.2 des vorliegenden Abschlußberichts ausführlich beschrieben wurden. Diese Verfahren [19, 4] liefern auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse, die jedoch bei massigen Industrieaustützen unwirtschaftlich werden können. Außerdem ist ihr Anwendungsbereich stark eingeschränkt, da sie nur den Fall der Biegung um die schwache Achse abdecken und nicht für alle Feuerwiderstandsdauern gelten. Dennoch ermöglichen sie eine schnelle brandschutztechnische Bemessung in "Handrechnung" mit der Orientierung einer optimierenden Bauteilauslegung.

Vor diesem Hintergrund wurde im Rahmen dieses Vorhabens ein neues vereinfachtes Bemessungsverfahren für diesen Stützentyp ent-

wickelt, das ebenfalls für die Handrechnung geeignet ist. Dabei wurde versucht, die Schwächen der bereits bekannten Verfahren zu vermeiden. Der Berechnungsablauf lehnt sich wie bei den anderen Verfahren an den bei der Kaltbemessung von Verbundstützen an.

Zur Erfassung des Steifigkeitsverlusts der Stützen infolge der Brandbeanspruchung wurden vorab verschiedene Methoden geprüft und verglichen. Dazu wurden Momenten-Krümmungs-Linien von hochtemperaturbeanspruchten Stützenquerschnitten im Hinblick auf die Möglichkeit einer pauschalen Reduzierung der wirksamen Biegesteifigkeit untersucht [34]. Die damit erzielten Berechnungsergebnisse wurden mit den Methoden des EC4-Verfahrens (schlankkeitsabhängige zusätzliche Reduktion des E-Moduls) und des KMW-Verfahrens (Definition von Knickspannungskurven für den Brandfall) verglichen. Dabei zeigte sich, daß die letztgenannte Methode zu den besten Übereinstimmungen beim Vergleich von näherungsweise und exakt berechneten Traglasten führt. Sie wurde daher gewählt.

Analog zu den Verfahren [19] bzw. des in Abschnitt 6 beschriebenen Näherungsverfahrens für Verbundträger wird auch für das neuentwickelte Verfahren FRESH von der Annahme ausgegangen, daß für geometrisch einfach begrenzte Querschnittsbereiche mittlere, für den jeweiligen Bereich repräsentative Temperaturverläufe bestimmt werden können. Die mittlere Entfestigung und die Abnahme des Elastizitätsmoduls dieser Bereiche kann dann in Abhängigkeit von der Branddauer angegeben werden, ohne daß eine spezielle Temperaturberechnung durchgeführt werden muß. Wesentlicher Einflußparameter ist dabei der  $U/A$ -Wert, d. h. der Quotient aus beflamtem Umfang zur Querschnittsfläche als Maß für die Massigkeit.

Aus der Summation der Produkte aus reduzierter Festigkeit und Fläche der einzelnen Bereiche kann dann die plastische Normalkraft des Querschnitts berechnet werden. Entsprechend wird die verbliebene Biegesteifigkeit für die untersuchten Zeitpunkte bestimmt, mit der unter Zuhilfenahme der für den Brandfall abgeleiteten Knickspannungskurven die Traglast berechnet werden kann.



Es wird vorausgesetzt, daß die Beflammung der Stütze allseitig und über die gesamte Stützenlänge gleichmäßig erfolgt. Als einwirkende Brandbeanspruchung wird die ETK nach DIN 4102 Teil 2 (09.77) bzw. ISO 834 zugrundegelegt.

### 7.3.2 Berechnungsgang

Der Querschnitt der Verbundstütze wird entsprechend der Darstellung in Bild 7.7 in folgende Bereiche unterteilt, denen in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsdauer Reduktionsfaktoren zur Ermittlung des temperaturbedingten Festigkeits- und Steifigkeitsverlusts zugewiesen werden:

- |                                    |                               |
|------------------------------------|-------------------------------|
| - Flansche des Stahlprofils        | - Reduktionsfaktoren $r_{fl}$ |
| - Steg des Stahlprofils, Bereich 1 | - $r_{st1}$                   |
| - Steg des Stahlprofils, Bereich 2 | - $r_{st2}$                   |
| - Bewehrung                        | - $r_{bew}$                   |
| - Beton, Bereich 1                 | - $r_{b1}$                    |
| - Beton, Bereich 2                 | - $r_{b2}$                    |
| - Beton, Bereich 3                 | - $r_{b3}$                    |

Die Größe der einzelnen Bereiche ergibt sich aus den Profilabmessungen und der Festlegung der Breite für die Betonbereiche 1 und 2 zu jeweils 50 mm.

Die zur Ermittlung der Reduktionsfaktoren für die Bewehrung angenommene Lage der Längsbewehrungsstäbe ist in Bild 7.8 eingetragen. Der Achsabstand der Stäbe zur Betonoberfläche und zur Innenkante des Stahlprofilflansches muß mindestens 40 mm betragen.

Die Reduktionsfaktoren zur Ermittlung des Festigkeitsverlusts tragen den Index  $\beta$ . Sie sind neben der Feuerwiderstandsdauer für den Flansch und den Stegbereich 1 von der Flanschdicke des Stahlprofils in [mm] abhängig (Bild 7.9 und 7.10). Für den Stegbereich 2 und die Betonbereiche 1 bis 3 (Bilder 7.11 bis 7.14) wird der U/A-Wert des vierseitig beflammtten Querschnitts in  $[m^{-1}]$  als Eingangs

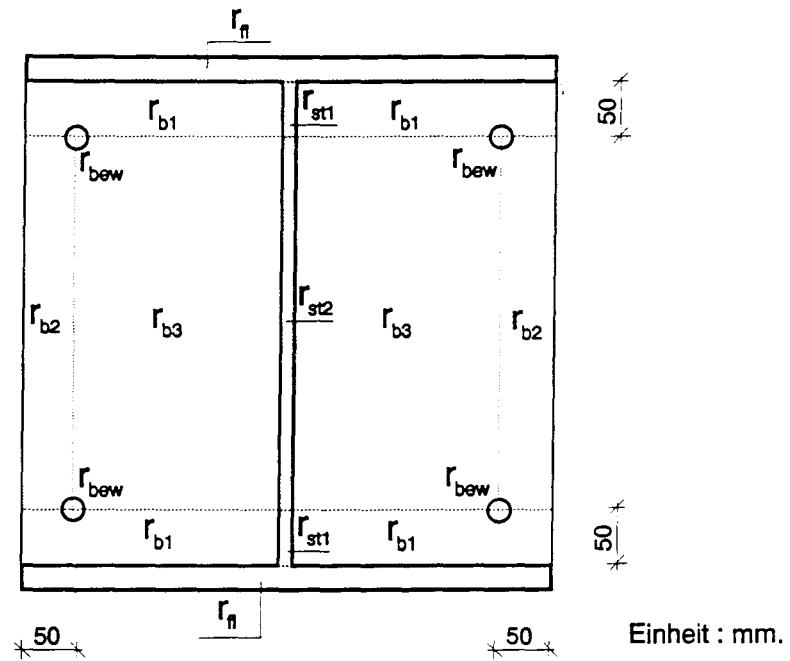


Bild 7.7 Unterteilung des Verbundstützenquerschnitts in Bereiche

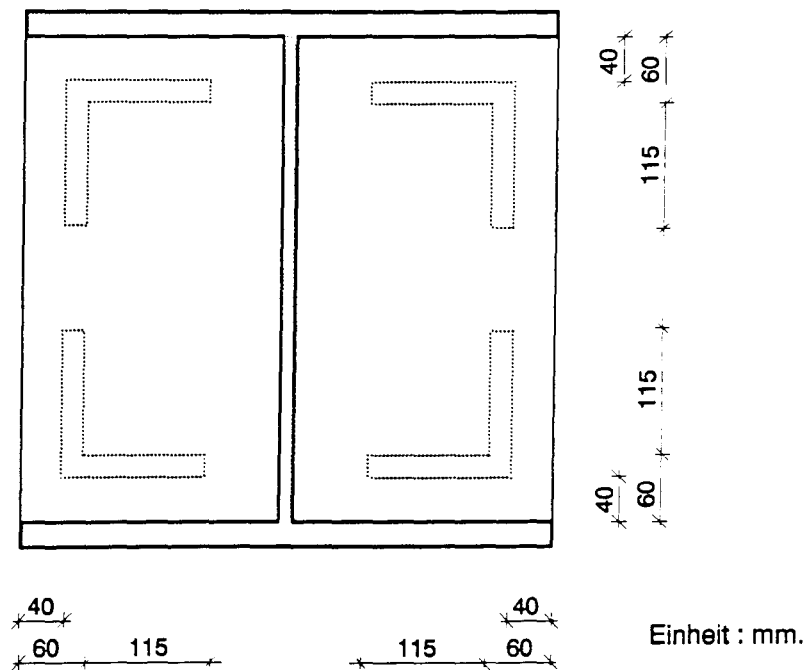


Bild 7.8 Angenommene Lage der Längsbewehrungsstäbe im Querschnitt

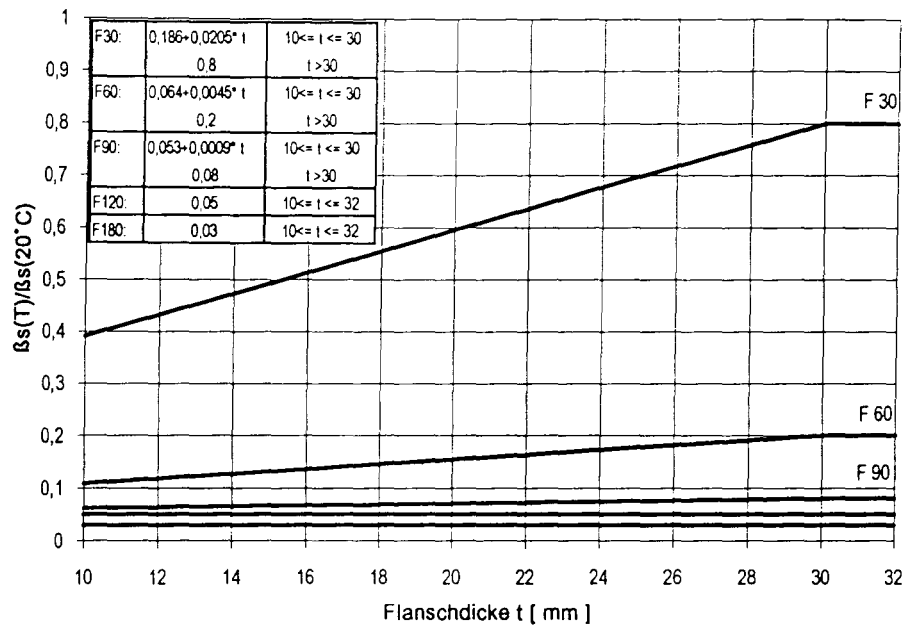


Bild 7.9 Reduktionsfaktor  $r_{fl\beta}$  für den Flansch

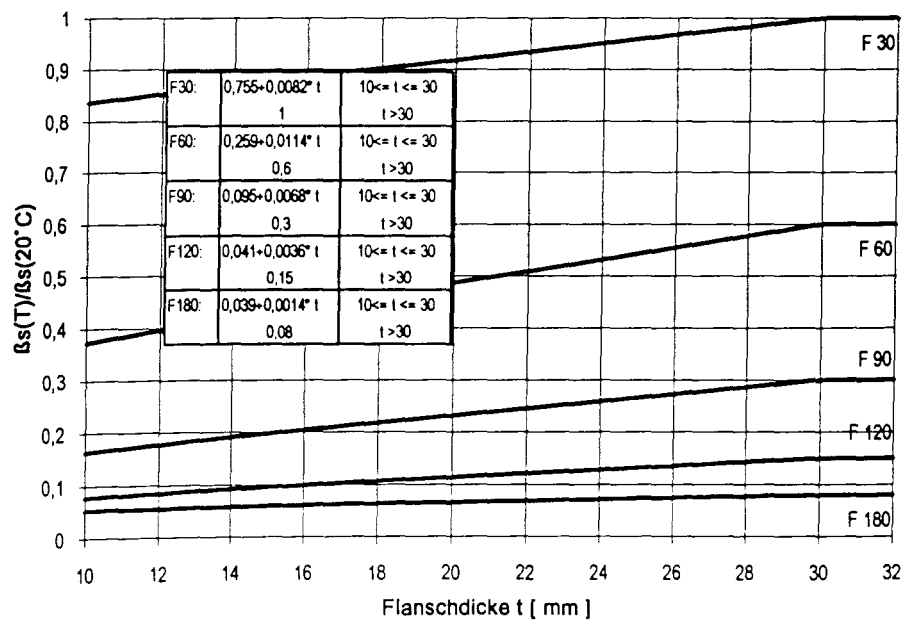


Bild 7.10 Reduktionsfaktor  $r_{stl\beta}$  für den Stegbereich 1

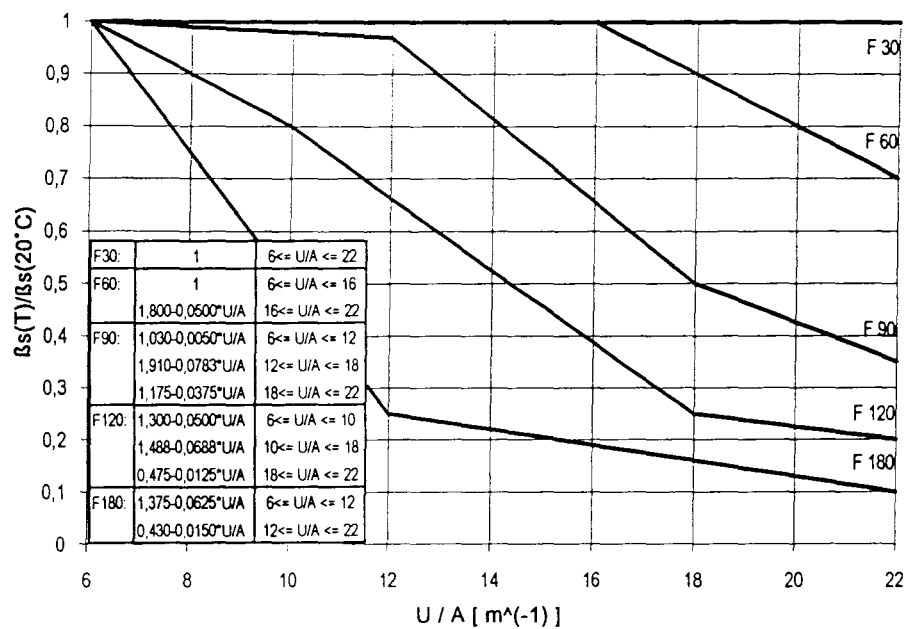


Bild 7.11 Reduktionsfaktor  $rst2_B$  für den Stegbereich 2

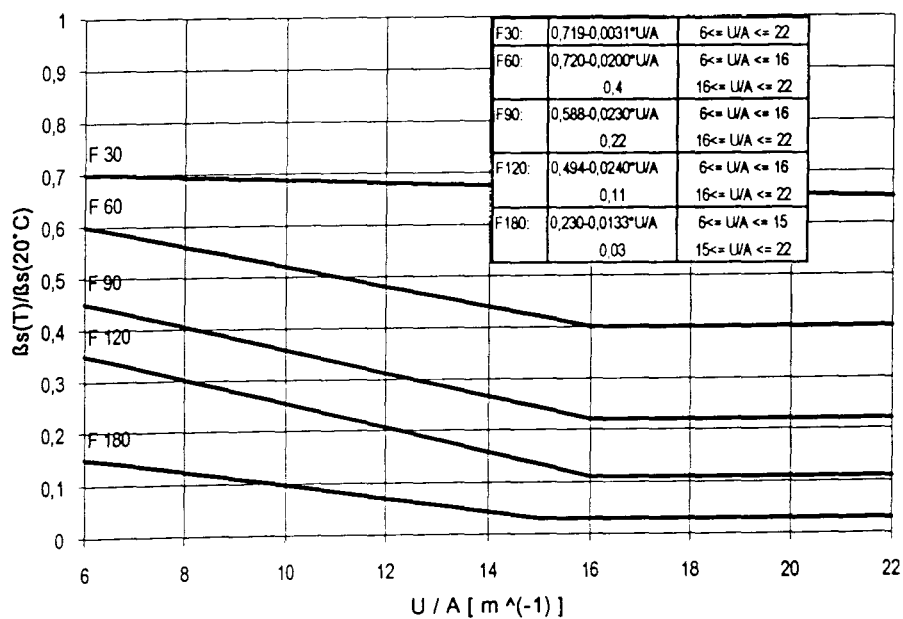


Bild 7.12 Reduktionsfaktor  $rbl_B$  für den Betonbereich 1

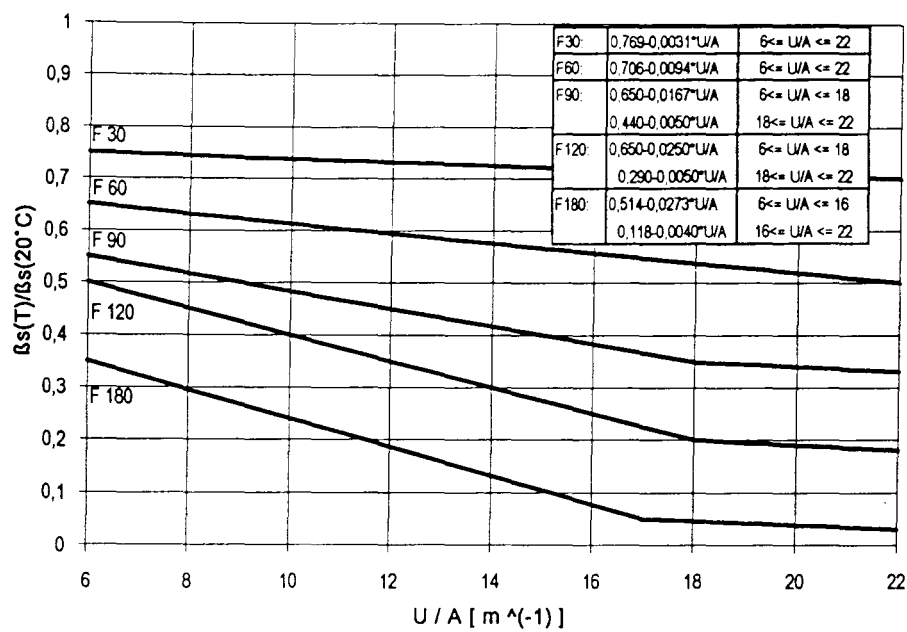


Bild 7.13 Reduktionsfaktor  $rb_{2\beta}$  für den Betonbereich 2

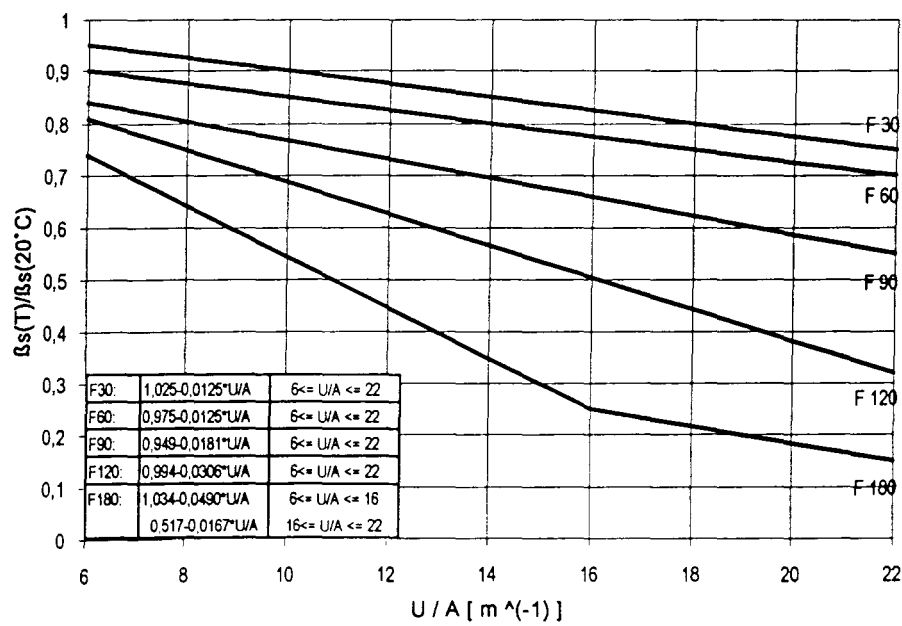


Bild 7.14 Reduktionsfaktor  $rb_{3\beta}$  für den Betonbereich 3

wert zur Berechnung des Reduktionsfaktors benötigt, der sich berechnet zu

$U/A = (2h+2b)/(h \cdot b)$  mit  $h$  = Höhe und  $b$  = Breite des Stahlprofils.

Der Festigkeitsreduktionsfaktor für die Bewehrung wird beschrieben durch ein Polynom dritten Grades mit dem  $U/A$ -Wert als Variable (Ausnahme F 30 mit  $rbew_{\beta} = 1,0$ ). In Abhängigkeit von der angestrebten Feuerwiderstandsklasse ist ein Korrekturfaktor  $k$  zu addieren, der sich nach der Lage der Bewehrung im Querschnitt, gekennzeichnet durch ihren resultierenden Abstand  $u_{res}$  zur inneren Ecke des Profilflansches richtet:

$$u_{res} = \sqrt{(u^2 + u_s^2)}$$

mit

$u$  = Achsabstand des Bewehrungsstabs zur Flanschinnenkante

$u_s$  = Achsabstand des Bewehrungsstabs zur Betonoberfläche.

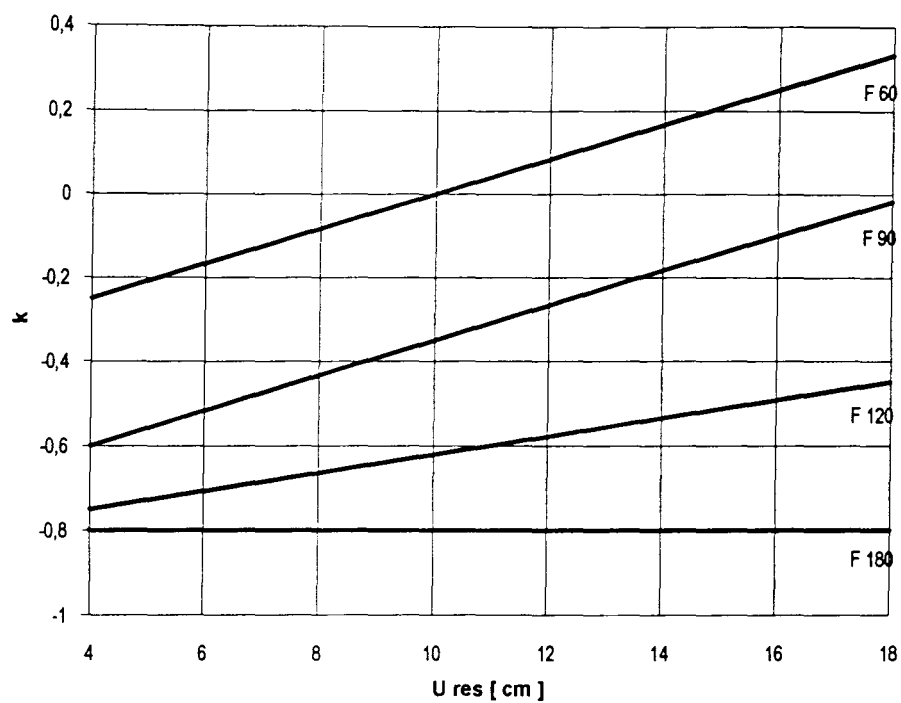
Bild 7.15 zeigt die Abhängigkeit des Korrekturfaktors  $k$  vom Wert  $u_{res}$ , das Polynom zur Berechnung von  $rbew_{\beta}$  und als Beispiel die für verschiedene Branddauern berechneten Reduktionsfaktoren bei einem resultierenden Abstand der Bewehrung von 10 cm.

Die Reduktionsfaktoren zur Berücksichtigung der Abnahme des Elastizitätsmoduls infolge der Temperatureinwirkung erhalten den Index E. Für die Querschnittsbereiche des Betons und des Stahlprofils sind sie vom  $U/A$ -Wert des Querschnitts abhängig (Bild 7.16 bis 7.21).

Der Faktor für die Bewehrung errechnet sich zu

$$rbew_E = a - b \cdot (U/A - 6) \text{ mit } U/A \text{ in m}^{-1}.$$

Die Beiwerte  $a$  und  $b$  sind wiederum vom resultierenden Abstand des Bewehrungsstabes  $u_{res}$  abhängig (Bild 7.22).



F30:	$r_{bew} = 1,0$
F60 - F180:	$r_{bew} = 2,2741 - (0,22065 \cdot U/A) + (0,011365 \cdot U/A^2) - (0,00020056 \cdot U/A^3) + k$
F60:	$k = (0,4/7) \cdot (U_{res} - 4) - 0,25$
F90:	$k = (0,4/7) \cdot (U_{res} - 4) - 0,6$
F120:	$k = (0,2/6) \cdot (U_{res} - 4) - 0,75$
F180:	$k = (0,1/7) \cdot (U_{res} - 4) - 0,85$

Beispiel :  $U_{res} = 10 \text{ cm}$

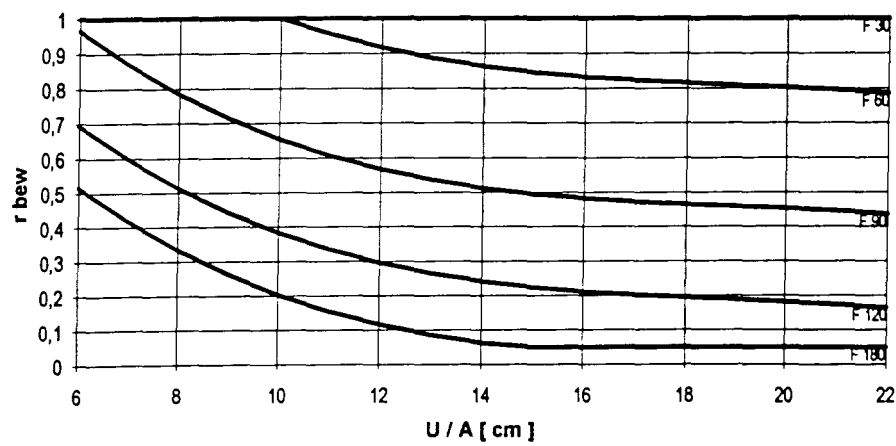


Bild 7.15 Berechnung des Reduktionsfaktors  $r_{bew}$  für die Bewehrung

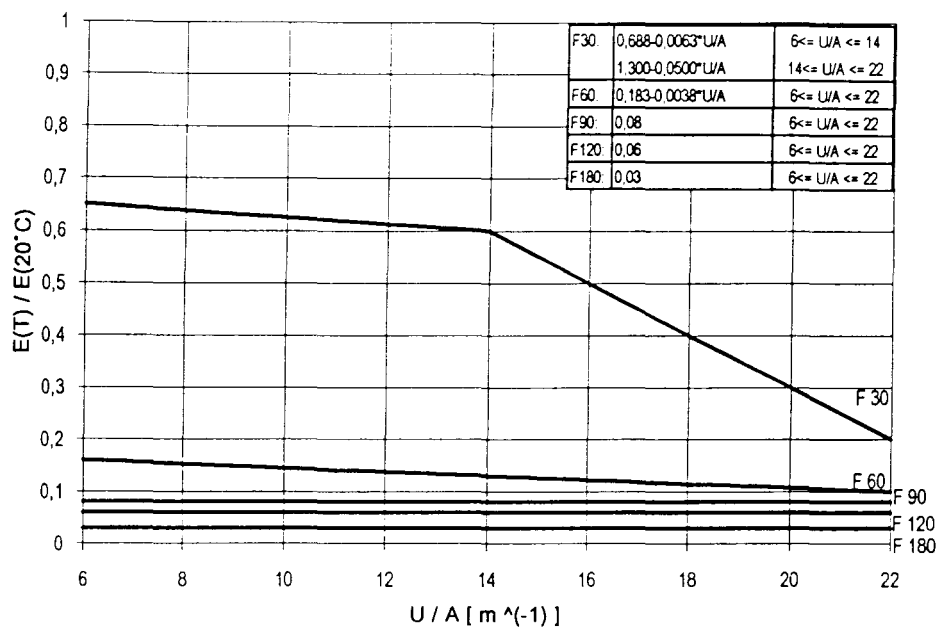


Bild 7.16 Reduktionsfaktor  $rfl_E$  für den Flansch

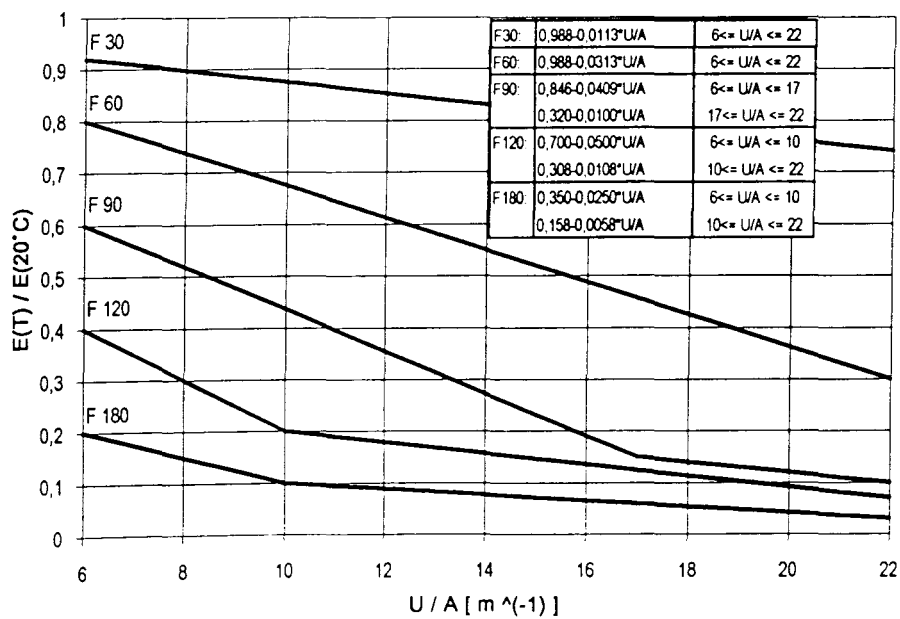


Bild 7.17 Reduktionsfaktor  $rstl_E$  für den Stegbereich 1



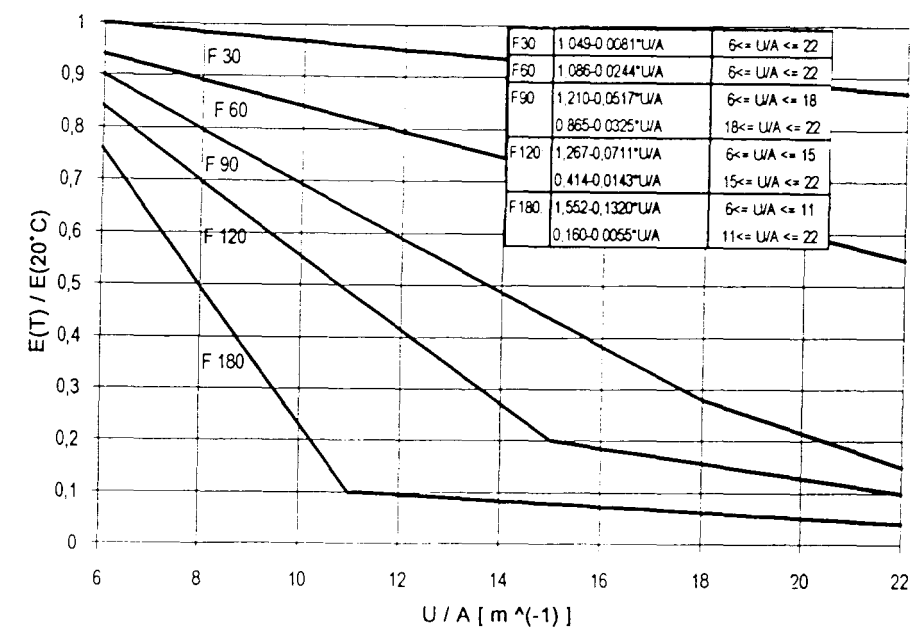


Bild 7.18 Reduktionsfaktor  $rst_{2E}$  für den Stegbereich 2

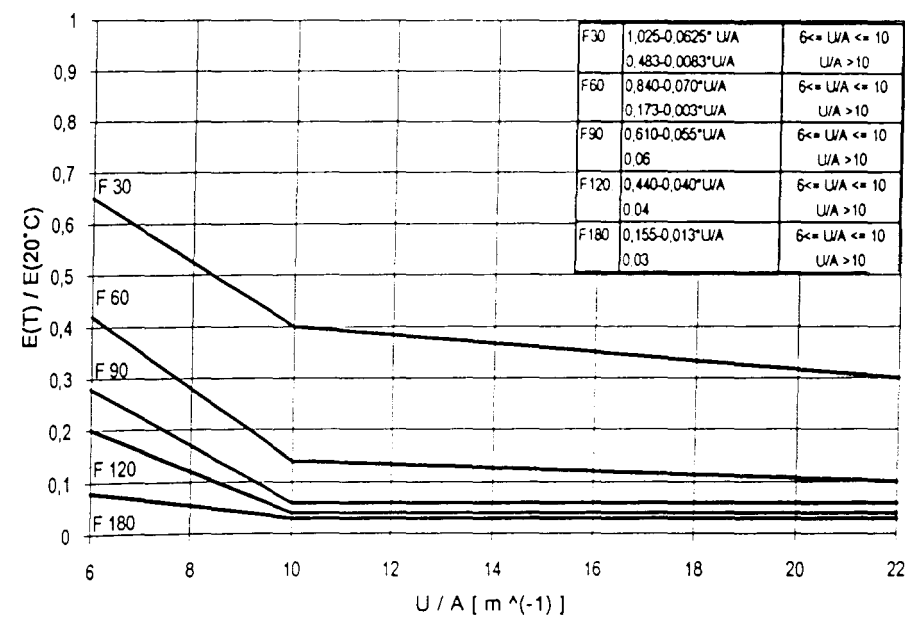


Bild 7.19 Reduktionsfaktor  $rbl_E$  für den Betonbereich 1

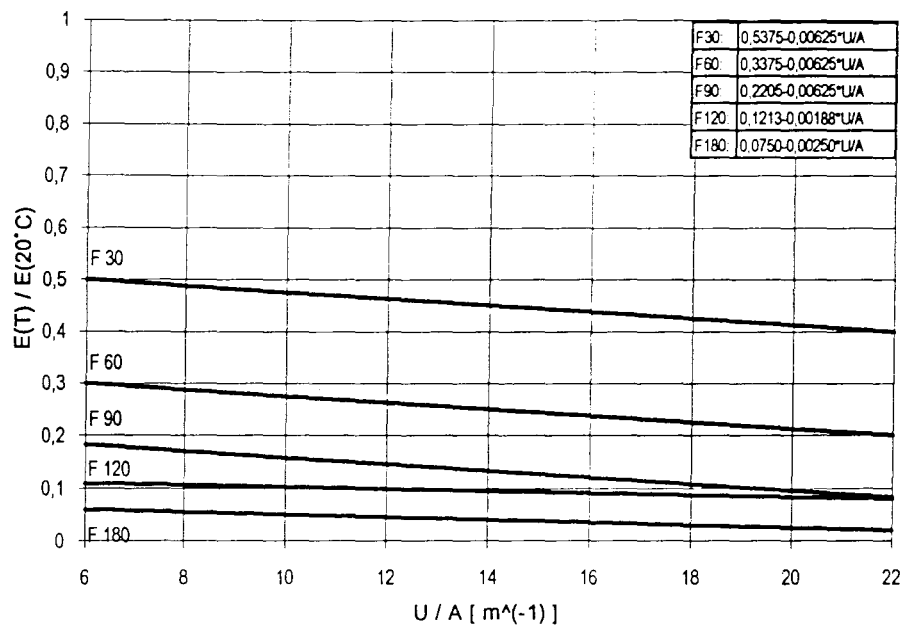


Bild 7.20 Reduktionsfaktor  $rb2_E$  für den Betonbereich 2

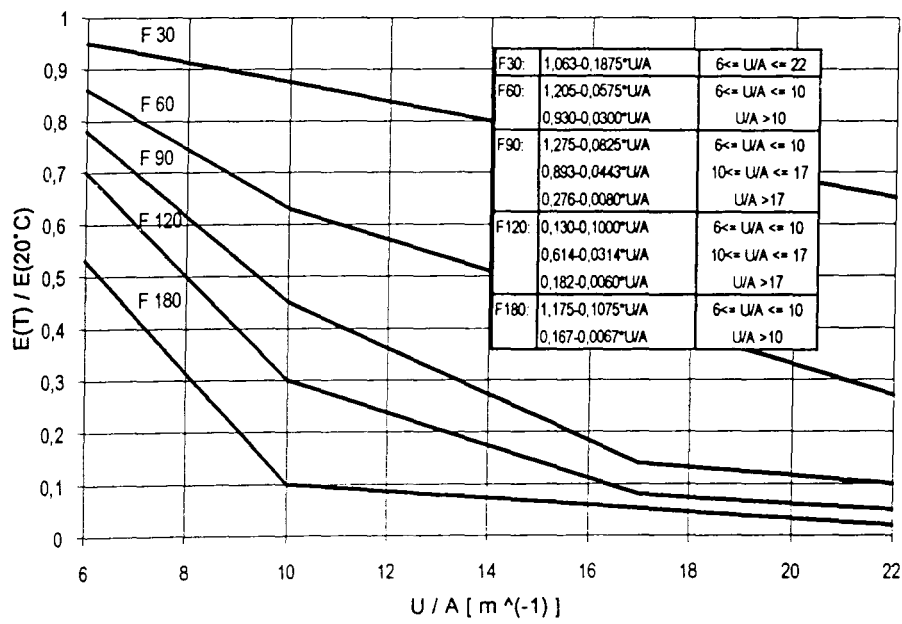
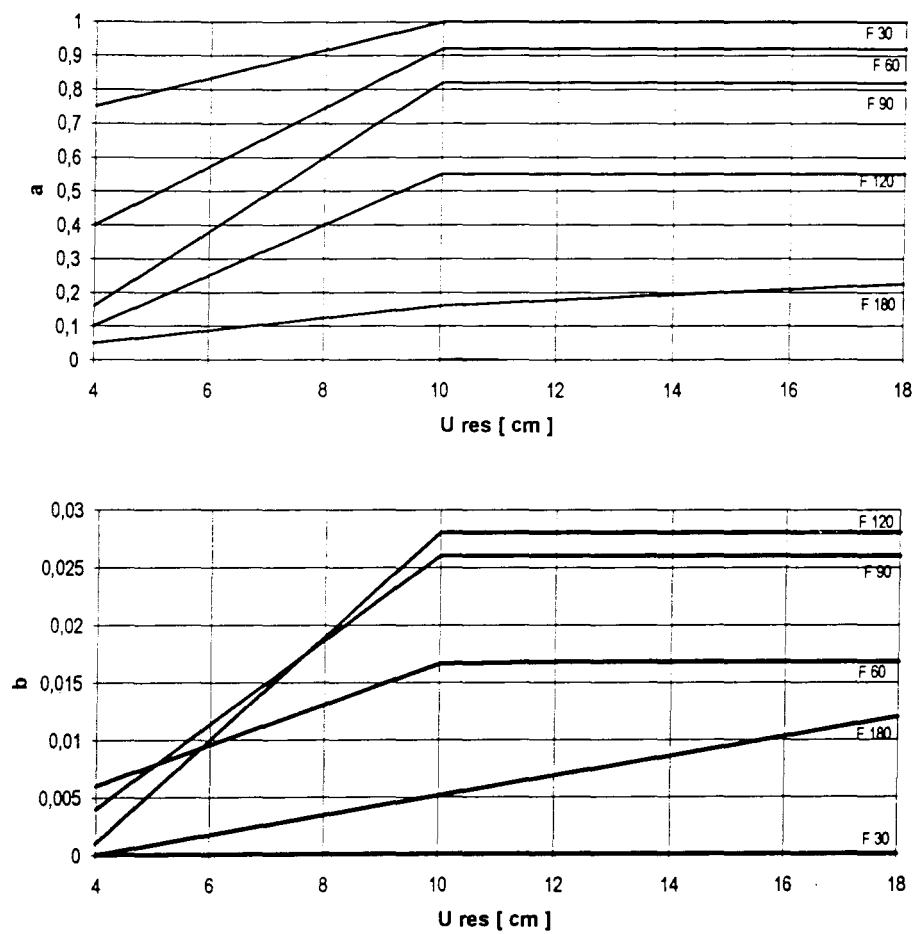


Bild 7.21 Reduktionsfaktor  $rb3_E$  für den Betonbereich 3



$$rbew_E = a - b \cdot (U/A - 6) \quad \text{mit } U/A \text{ in } m^{-1}$$

a 30:	$0,75 + (0,25/6) \cdot (U-4)$	$U_{res} \leq 10$
	1	$U_{res} \geq 10$
a 60:	$0,40 + (0,52/6) \cdot (U-4)$	$U_{res} \leq 10$
	0,92	$U_{res} \geq 10$
a 90:	$0,16 + (0,66/6) \cdot (U-4)$	$U_{res} \leq 10$
	0,82	$U_{res} \geq 10$
a 120:	$0,10 + (0,45/6) \cdot (U-4)$	$U_{res} \leq 10$
	0,55	$U_{res} \geq 10$
a 180:	$0,05 + (0,11/6) \cdot (U-4)$	$U_{res} \leq 10$
	$0,16 + (0,07/8) \cdot (U-4)$	$U_{res} \geq 10$

b 30:	0	$6 \leq U_{res} \leq 18$
b 60:	$0,006 + (0,0106/6) \cdot (U-4)$	$U_{res} \leq 10$
	0,0168	$U_{res} \geq 10$
b 90:	$0,004 + (0,0220/6) \cdot (U-4)$	$U_{res} \leq 10$
	0,026	$U_{res} \geq 10$
b 120:	$0,001 + (0,0270/6) \cdot (U-4)$	$U_{res} \leq 10$
	0,028	$U_{res} \geq 10$
b 180:	$(0,012/14) \cdot (U-4)$	$6 \leq U_{res} \leq 18$

Bild 7.22 Beiwerte a und b zur Berechnung des Reduktionsfaktors für den E-Modul der Bewehrung

Die Berechnung läuft nun wie folgt ab. Zunächst wird die plastische Normalkraft des zu untersuchenden Querschnitts zum Zeitpunkt  $t$  der gewünschten Feuerwiderstandsdauer durch Summation der Anteile  $N_{pl,i}$  für die einzelnen Bereiche berechnet:

$$\begin{aligned}
 N_{pl}(t) &= \sum N_{pl,i} \\
 &= 2 \cdot (A_{Flansch} \cdot \beta_a \cdot r_{fl\beta}(t) \\
 &\quad + A_{Steg1} \cdot \beta_a \cdot r_{st1\beta}(t) \\
 &\quad + A_{Steg2} \cdot \beta_a \cdot r_{st2\beta}(t) \\
 &\quad + A_{Beton1} \cdot \beta_C \cdot r_{b1\beta}(t) \\
 &\quad + A_{Beton2} \cdot \beta_C \cdot r_{b2\beta}(t) \\
 &\quad + A_{Beton3} \cdot \beta_C \cdot r_{b3\beta}(t)) \\
 &\quad + \sum 4 \cdot A_{Bewehrung,k} \cdot \beta_s \cdot r_{fl\beta}(t),k
 \end{aligned}$$

mit  $k$  = Anzahl der Bewehrungsstäbe im Querschnittsviertel.

Die wirksame Biegesteifigkeit  $EI_w$  zum gewünschten Zeitpunkt  $t$  ergibt sich aus der Summe der Einzelanteile des Querschnitts:

$$\begin{aligned}
 EI_w(t) &= \sum EI_{w,i} \\
 &= 2 \cdot (I_{Flansch} \cdot E_a \cdot r_{flE}(t) \\
 &\quad + I_{Steg1} \cdot E_a \cdot r_{st1E}(t) \\
 &\quad + I_{Steg2} \cdot E_a \cdot r_{st2E}(t) \\
 &\quad + I_{Beton1} \cdot E_b \cdot r_{b1E}(t) \\
 &\quad + I_{Beton2} \cdot E_b \cdot r_{b2E}(t) \\
 &\quad + I_{Beton3} \cdot E_b \cdot r_{b3E}(t) \\
 &\quad + \sum 4 \cdot A_{Bewehrung,k} \cdot E_s \cdot r_{flE}(t),k
 \end{aligned}$$

mit  $E_a = E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

$E_b =$             30000  $\text{N/mm}^2$  für Beton B25  
                   34000  $\text{N/mm}^2$  für Beton B35  
                   37000  $\text{N/mm}^2$  für Beton B45.

Damit kann nun die ideelle Knicklast  $N_{ki}(t)$  und der bezogene Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}(t)$  berechnet werden:

$$N_{ki}(t) = \pi^2 \cdot EI_w(t) / s_k^2$$

mit

$s_k$  = Knicklänge der Stütze im Brandfall und

$$\bar{\lambda}(t) = \sqrt{(N_{pl}(t) / N_{ki}(t))}.$$

Die zentrische Traglast  $N_{u,z}(t)$  der Stütze zum untersuchten Zeitpunkt der Brandbeanspruchung ergibt sich durch Multiplikation der plastischen Normalkraft mit dem Beiwert  $\kappa_1(t)$ , der in Abhängigkeit vom bezogenen Schlankheitsgrad aus der für den Brandfall gültigen Knickspannungskurve nach Bild 7.23 für Biegung um die schwache oder die starke Achse der Stütze berechnet wird:

$$N_{u,z}(t) = N_{pl}(t) \cdot \kappa_1(t).$$

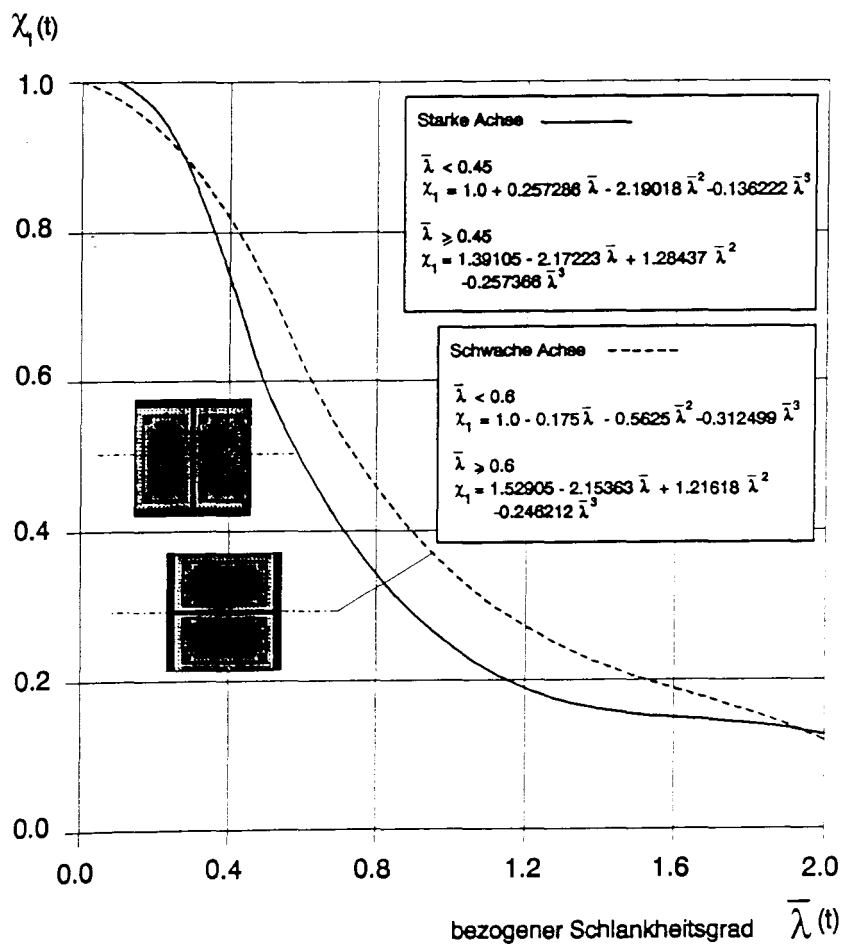


Bild 7.23 Knickspannungskurven für Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen

Bei planmäßig vorhandener Exzentrizität ist die zentrische Traglast mit dem Beiwert  $\kappa_2(t)$  auf die ausmittige Traglast zu reduzieren. Als Grundfall ist dabei von einer gleichförmigen Momentenverteilung über die Stablänge auszugehen, d. h. die Ausmitten an den Stabenden  $e_1$  und  $e_2$  sind gleichgerichtet und gleich groß ( $\Psi = 1$  in Bild 7.24). Andere Momentenverteilungen werden nach dem in Bild 7.25 dargestellten Verfahren über die Berechnung einer gleichgerichteten Ersatzausmitte auf den Fall  $\Psi = 1$  zurückgeführt.

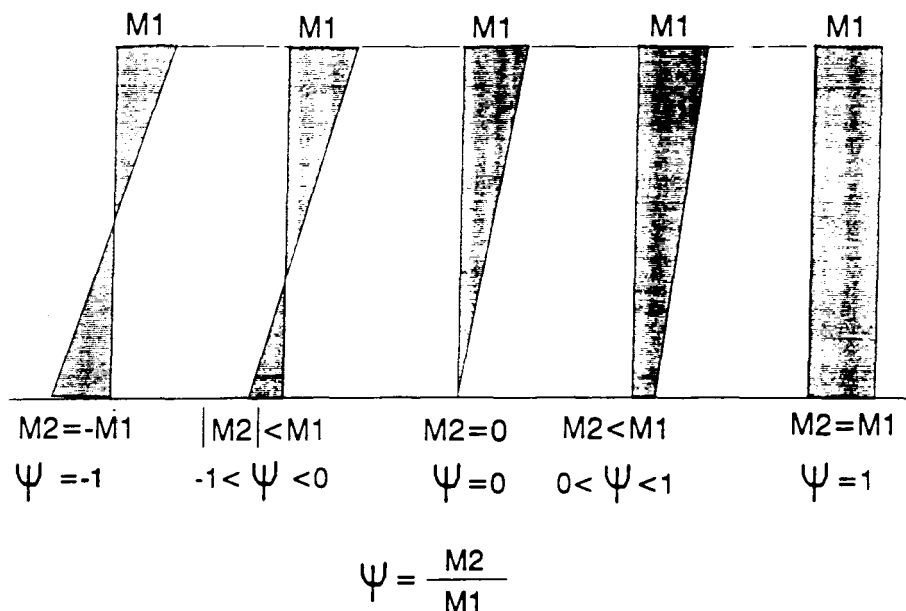
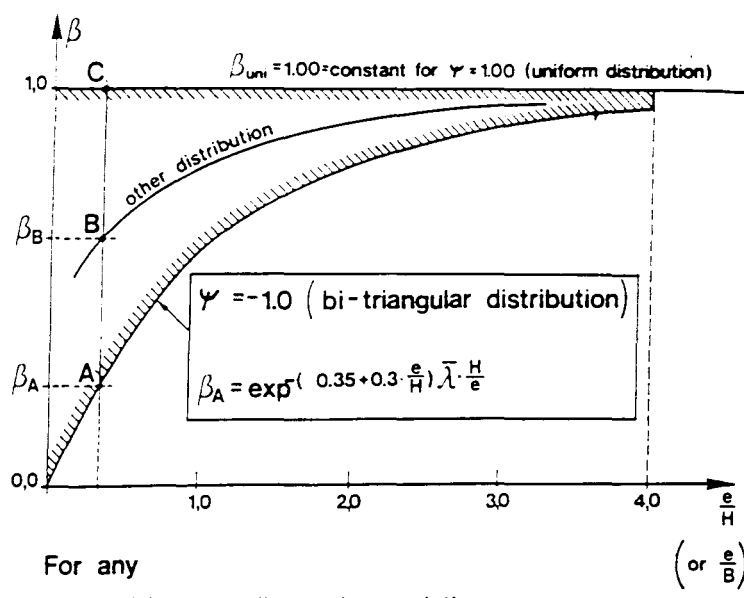


Bild 7.24 Mögliche Momentenverteilungen und Beiwert  $\psi$  beim Ersatzstabverfahren

Mit der so berechneten Exzentrizität  $e_{ers}$  kann die bezogene Lastausmitte  $e_{ers}/h$  bzw.  $e_{ers}/b$  ( $e$  = Lastausmitte,  $h$  = Höhe des Stahlprofils,  $b$  = Breite des Stahlprofils) als Eingangswert zur Berechnung des Beiwerts  $\kappa_2(t)$  berechnet werden, der sich aus der im Bild 7.26 dargestellten Funktion als Polynom dritten Grades ergibt. Die exzentrische Traglast  $N_{u,exz}(t)$  ergibt sich damit zu:

$$N_{u,exz}(t) = N_{u,z}(t) \cdot \kappa_2(t).$$



$$\frac{\overline{AB}}{\overline{AC}} = \frac{\Psi + 1.0}{2.0}$$
$$\frac{\beta_B - \beta_A}{1.0 - \beta_A} = \frac{\Psi + 1.0}{2.0}$$
$$\Rightarrow \beta_B = \beta_A + (1.0 - \beta_A) \frac{(\Psi + 1.0)}{2.0}$$

1. GENERAL INDICATIONS

- STEEL SECTION : HE 400 A, steel grade Fe 430  
RE-BARS : 8 Ø 20, steel grade S 500  
CONCRETE : C 37.35 ( 45 N/mm<sup>2</sup> on cubes )  
LENGTH : L = 3.05 m  
LOADS : N = 1200 kN  
M<sub>1</sub> = 300 kNm → e<sub>1</sub> = 25.00 cm  
M<sub>2</sub> = 180 kNm → e<sub>2</sub> = - 15.00 cm  
( strong axis )



2. CALCULATION OF THE EQUIVALENT ECCENTRICITY

- SLENDERNESS RATIO :  $\bar{\lambda} = 0.2405$   
RATIO :  $e_1/H = 25/39 = 0.641$   
DISTRIBUTION FACTOR :  $\psi = e_2/e_1 = - 15/25 = - 0.60$   
CORRECTION FACTOR :  $\beta_T = \exp^{-(0.35 + 0.3 \cdot e_1/H) \cdot \bar{\lambda} \cdot H/e_1}$   
 $= \exp^{-(0.35 + 0.3 \cdot 0.641) \cdot 0.2405/0.641} = 0.8159$

INTERPOLATION

$\psi$	$\beta$
- 1.0	0.8159
- 0.6	0.8527
+ 1.0	1.0

→ by interpolation

EQUIVALENT ECCENTRICITY e = 0.8527 · 25 = 21.32 cm

Bild 7.25 Verfahren zur Bestimmung einer gleichgroßen, gleichgerichteten Ersatzausmitte nach [35]

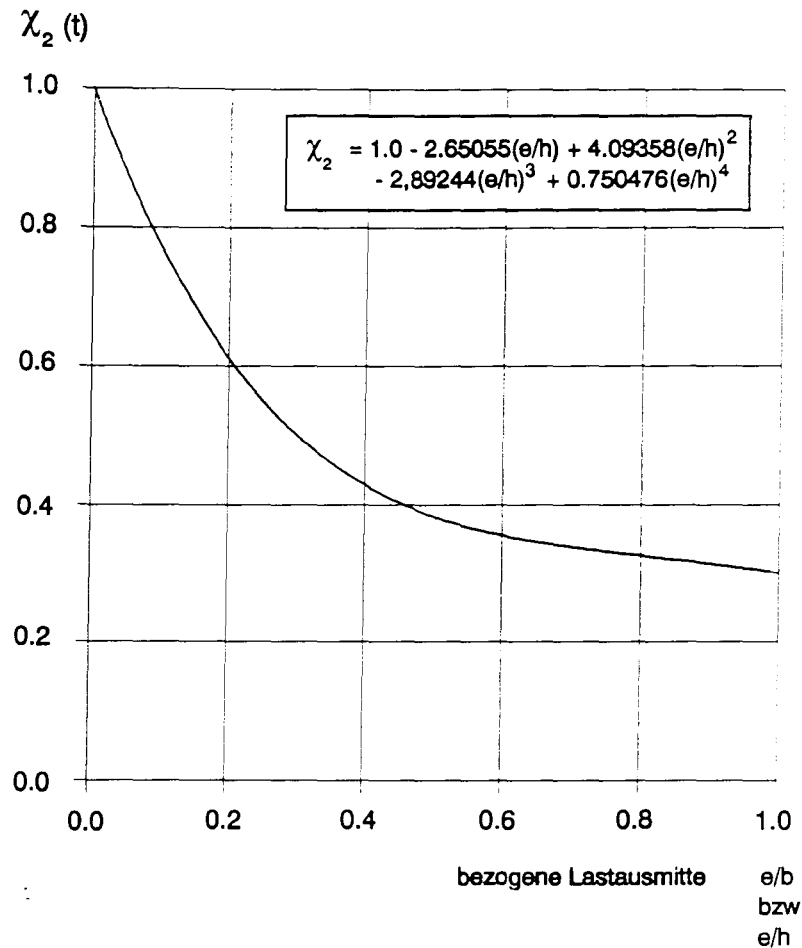


Bild 7.26 Beiwert  $\chi_2(t)$  zur Berechnung der exzentrischen Traglast

### 7.3.3 Absicherung des Verfahrens "FRESH"

Zur Verifikation wurden mit dem entwickelten Verfahren berechnete Traglasten mit denen bei Berechnung mit dem exakten Programm STABA-F verglichen und graphisch ausgewertet. Dabei wurde die bezogene Traglast  $(N_{cr}(t), \text{FRESH})$   $(N_{cr}(t), \text{STABAF})$  für zentrische bzw. exzentrische Belastung mit  $e = h/6$ ,  $e = h/3$ ,  $e = b/6$  und  $e = b/3$  über der Schlankheit im Kaltzustand  $s_k/h$  bzw.  $s_k/b$  aufgetragen (Bild 7.27 bis 7.29). Für den überwiegenden Anteil der berechneten Stützen liegt dieser Wert zwischen 0.9 und 1.1.

Die Berechnung der "exakten" Traglast mit dem Programm STABA-F erfolgte unter Ansatz derjenigen Wärmeübergangsbedingungen, die bei



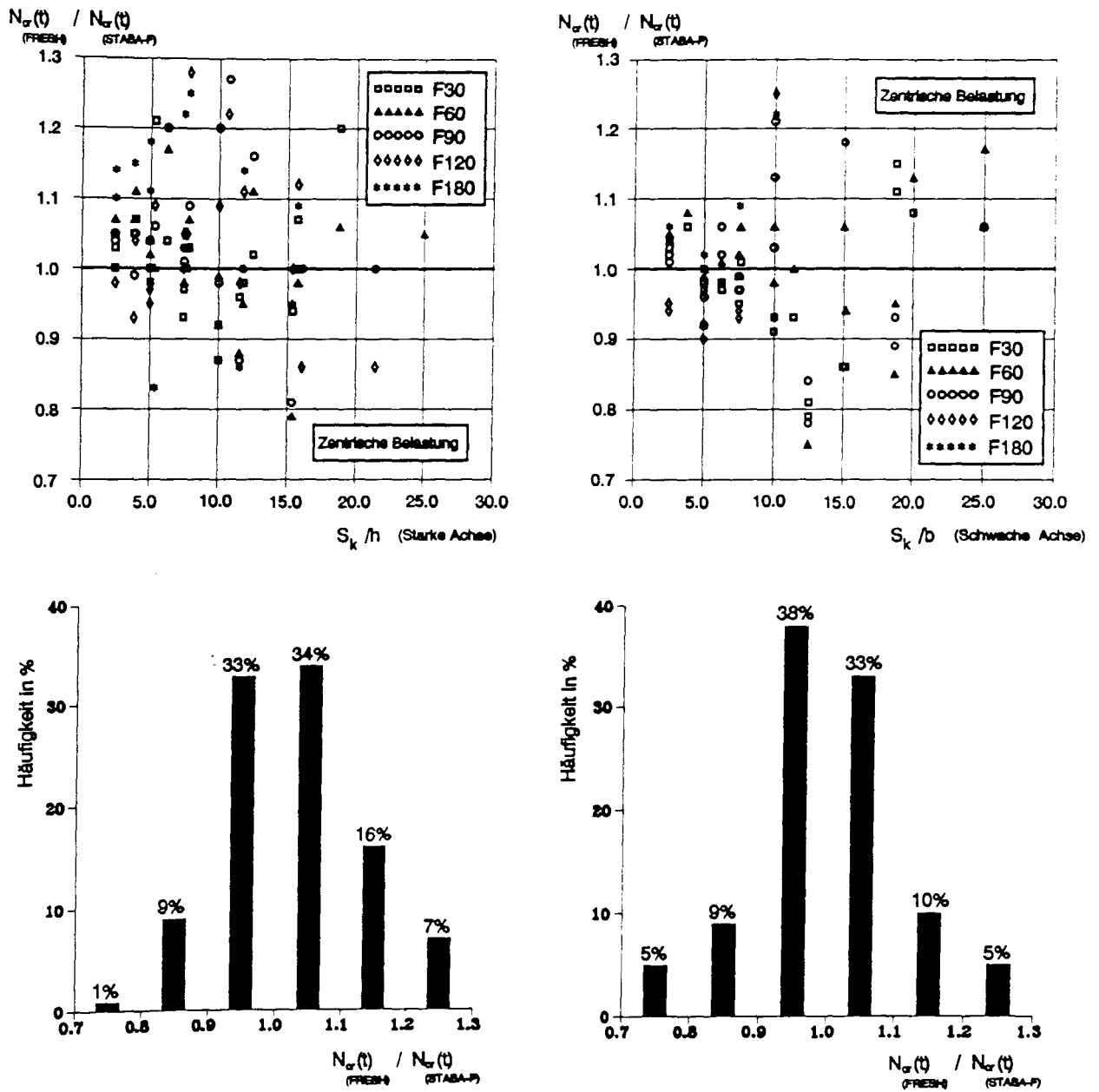


Bild 7.27 Vergleich von rechnerisch ermittelten Stützentragslasten nach den Verfahren FRESH und STABA-F

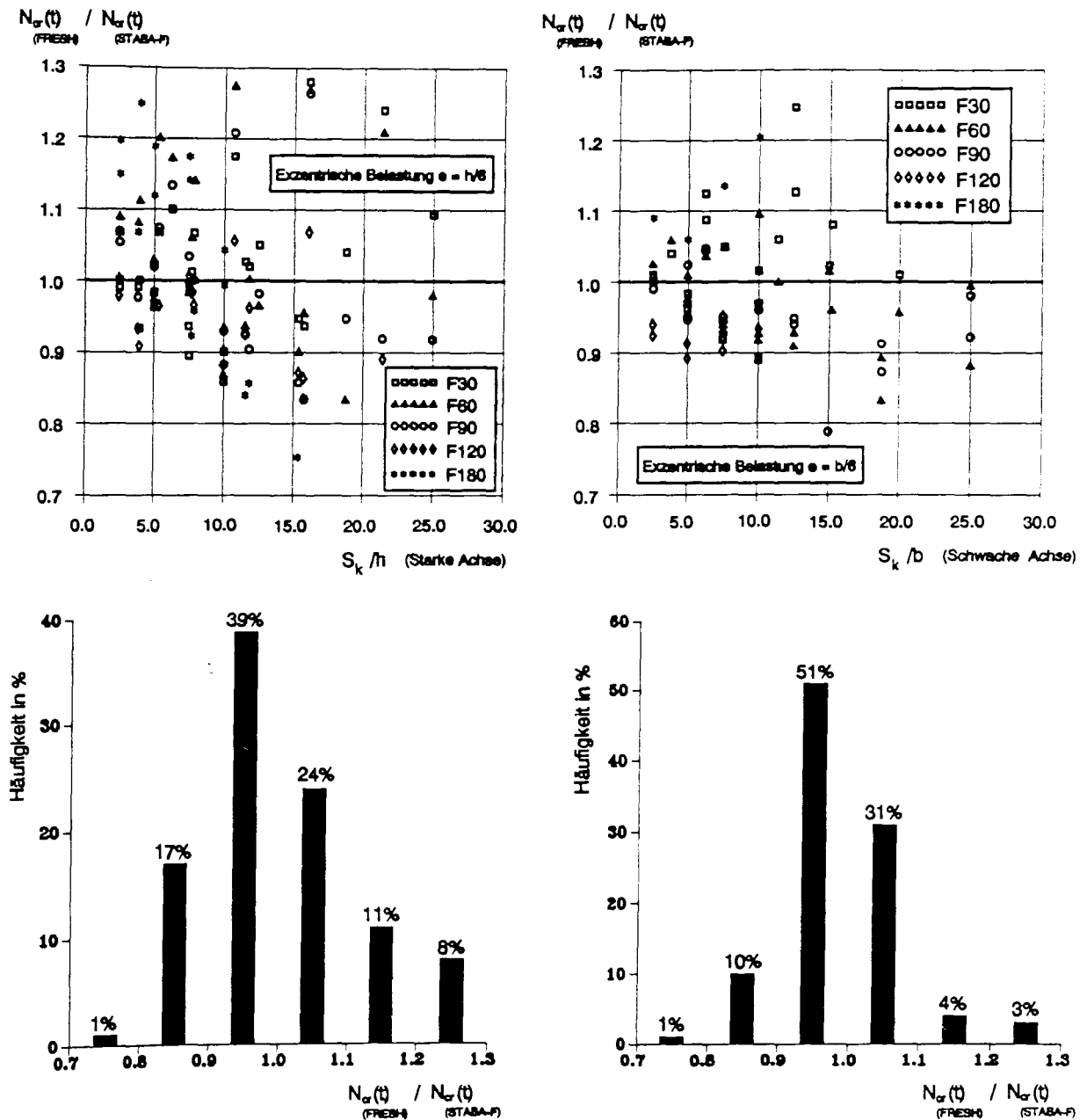


Bild 7.28 Vergleich von rechnerisch ermittelten Stützentraglasten nach den Verfahren FRESH und STABA-F

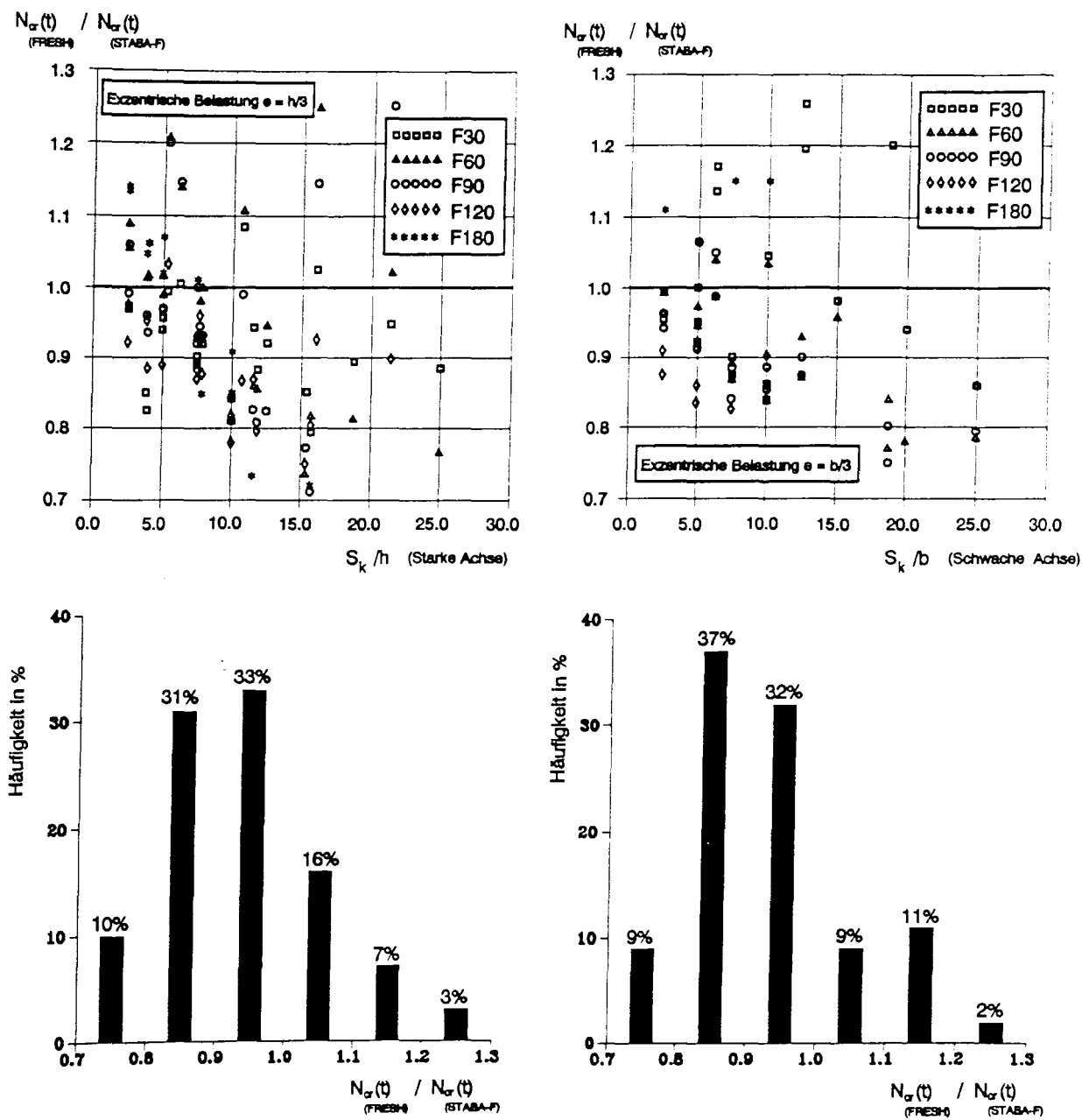


Bild 7.29 Vergleich von rechnerisch ermittelten Stützentraglasten nach den Verfahren FRESH und STABA-F

Nachrechnungen von Brandversuchen in den Prüfständen des iBMB in Braunschweig anzusetzen sind. Die Emissionszahl  $\epsilon$  wird danach mit  $\epsilon = 0.8$  für den Wärmeübergang auf eine Stahloberfläche und mit  $\epsilon = 0.6$  für den Übergang auf Beton angenommen. Diese Annahme ist sehr ungünstig, da z.B. nach Eurocode 1 der Wert pauschal mit  $\epsilon = 0.5$  angenommen werden darf, was in einer langsameren Erwärmung des untersuchten Stützenquerschnitts und damit bis zu 10 % höheren Traglasten resultiert. Unter Berücksichtigung dieses Umstands kann davon ausgegangen werden, daß die mit dem Verfahren FRESH berechneten Stützentraglasten auf der sicheren Seite liegen.

#### 7.3.4 Anwendungsbereich des Verfahrens

Bei der Anwendung des beschriebenen vereinfachten Rechenverfahrens sind folgende Bedingungen einzuhalten:

$$6 \leq U/A \leq 22$$

$$h/b \leq 2$$

$$t \leq \min(h/10, 40 \text{ mm})$$

$$s/t \geq 0.5$$

$$b/s \geq 15$$

$$\geq U/A \text{ m}^{-1}$$

mit

$h$  = Höhe,  $b$  = Breite des Stahlprofils

$s$  = Steg-,  $t$  = Flanschdicke des Stahlprofils.

In Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsdauer sind folgende Mindestabmessungen der Querschnitte einzuhalten:

$$\min h = \min b = 140 \text{ mm (F 30)},$$

$$\min h = \min b = 180 \text{ mm (F 60)},$$

$$\min h = \min b = 220 \text{ mm (F 90)},$$

$$\min h = \min b = 280 \text{ mm (F 120)},$$

$$\min h = \min b = 300 \text{ mm (F 180)}.$$

Außerdem ist ein Mindestbewehrungsverhältnis  $A_S/(A_b-A_S)$  zu berücksichtigen:

$$\min (A_S/(A_b-A_S)) = 1\% \text{ bei } U/A = 6 \text{ m}^{-1} \text{ bzw.}$$

$$\min (A_S/(A_b-A_S)) = 3\% \text{ bei } U/A = 22 \text{ m}^{-1}$$

mit

$A_S$  = Querschnittsfläche der Stützenlängsbewehrung

$A_b$  = Querschnittsfläche des Kammerbetons.

Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

## 8 ZUSAMMENFASSUNG

Im vorliegenden Abschlußbericht werden die Ergebnisse des Forschungsvorhabens "Entwicklung und Absicherung praxisgerechter Näherungsverfahren für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundbauteilen" dargestellt. Ziel des Vorhabens war die Weiter- bzw. Neuentwicklung und Absicherung rechnerischer Näherungsverfahren für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundstützen und -trägern. Damit sollte die Lücke zwischen der für die Praxis vielfach zu groben Klassifizierung mit Bemessungstabellen über Mindestquerschnittsabmessungen nach DIN 4102 Teil 4 bzw. Eurocode 4 und den aufwendigen, dem Praktiker nicht zugänglichen wissenschaftlichen Rechenprogrammen geschlossen werden.

Zunächst wurden die schon existierenden vereinfachten Rechenverfahren für Verbundträger und -stützen zusammengestellt, verglichen und bewertet. Dabei zeigte sich, daß für Träger bereits zwei praxisgerechte Verfahren (Hass-Cajot-Schleich-Verfahren -HCS- und Dorn-Hosser-Muess-Schaumann-Verfahren -DHMS-) zur Verfügung stehen, die eine brandschutztechnische Bemessung mit dem Ziel der wirtschaftlichen Optimierung zulassen. Das DHMS-Verfahren war lediglich noch auf die Feuerwiderstandsklasse F 180 zu erweitern. Bei Stützen sind die bestehenden Verfahren zu grob (Jungbluth-Gradwohl/Arbed-Verfahren), der Praxis aufgrund der erforderlichen FE-Temperaturberechnung unzugänglich (Gradwohl), oder im Anwendungsbereich stark eingeschränkt (Klingsch, Muess und Wittbecker bzw. Eurocode 4). Für Stützen mußte also ein neues Verfahren entwickelt werden.

Die anschließende experimentelle Phase diente dazu, die bei den bisherigen Untersuchungen verbliebenen Lücken in den für die Entwicklung von Rechenverfahren unabdingbaren Basisdaten zu schließen. Dazu wurden vier Teilprojekte durchgeführt, deren Ergebnisse jeweils in separaten Untersuchungsberichten des iBMB unter Nr. 9123/6709A bis 9123/6709D vom 15.06.1993 dokumentiert sind und im folgenden kurz zusammengefaßt werden.

Im Teilprojekt 1 wurden zwei Brandversuche an kammerbetonierten Stahlprofil-Verbundstützen durchgeführt, die auf das Erreichen einer Feuerwiderstandsdauer von 180 Minuten ausgelegt waren. Die Querschnitte (HEA 300, Schweißprofil 400/400 mm) wurden an der unteren Grenze der für die Einstufung in diese Feuerwiderstandsklasse möglichen Abmessungen gewählt. Die HEA 300-Stütze erreichte das Auslegungsziel aufgrund von Betonabplatzungen bei abgeminderter Last nur knapp (179 Minuten), während die Feuerwiderstandsdauer bei der Schweißprofilstütze mit 25 % der zulässigen Last im Kaltzustand über 180 Minuten lag.

Im Teilprojekt 2 wurden vier Brandversuche an Verbundträgern mit in schubfestem Verbund liegender Deckenplatte durchgeführt. Ein Versuch diente zur Absicherung der Feuerwiderstandsklasse F 180, die von einem Verbundträger HEA 340 mit aufliegender 14 cm dicker Stahlbetondecke erreicht wurde. Mit den weiteren Versuchen wurden experimentelle Basisdaten zur mitwirkenden Plattenbreite im Brandfall gewonnen, die in eine theoretisch-rechnerische Untersuchung einfließen.

Im Teilprojekt 3 wurden acht Brandversuche an Anschlußdetailkonstruktionen zwischen Verbundträgerabschnitten und Verbundstützenabschnitten durchgeführt. Anhand der im Verbundbau gebräuchlichen Anschlußelemente (mit Kopfbolzen rückverankerte Knaggenbleche, geschraubte Laschenverbindungen) wurde jeweils gezielt ein Verbindungselement auf sein Tragverhalten bei Brandbeanspruchung im Einbauzustand an einem Bauteil untersucht. Dabei wurde die Übertragbarkeit der Ergebnisse aus Warmkriechversuchen des Teilprojekts 4 überprüft und bestätigt.

Im Rahmen des Teilprojekts 4 wurden im Unterauftrag durch das Institut für Schweißtechnik der TU Braunschweig Warmkriechversuche an Verbindungsmitteln durchgeführt. Diese Untersuchung sollte erste Grunddaten über das Hochtemperaturverhalten von Schrauben und Schweißnähten liefern, da zuvor keine für die brandschutztechnische Bemessung der Anschlüsse von Verbundträgern verwertbaren Angaben verfügbar waren. Mit den Versuchsergebnissen wurden Dia-

gramme erarbeitet, denen kritische Temperaturen in Abhängigkeit vom Lastausnutzungsgrad der Verbindungsmittel entnommen werden können.

Im Anschluß an die experimentellen Untersuchungen wurde das institutseigene exakte Rechenprogramm STABA-F, das für die Parameterstudien bei der Entwicklung von vereinfachten Rechenverfahren verwendet wurde, durch Nachrechnung der Bauteilversuche mit Versagenszeiten von über 180 Minuten weiter abgesichert. Auf der Basis der Ergebnisse der Versuche an Verbundträgern wurde eine theoretisch-rechnerische Untersuchung zur mitwirkenden Plattenbreite von Verbundträgern im Brandfall mit dem Programmsystem ANSYS durchgeführt. Als Ergebnis konnte festgestellt werden, daß die im Kaltzustand angesetzte mitwirkende Plattenbreite auch im Brandfall aktiviert werden kann, wenn die konstruktiven Anforderungen der EDIN 4102 (08.92) hinsichtlich der Plattenquerbewehrung zur Aufnahme des Schulterschubs eingehalten werden.

Parallel zu dieser Untersuchung wurden die vereinfachten Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbundträgern und -stützen weiter- bzw. neuentwickelt. Das DHMS-Verfahren für kammerbetonierte Verbundträger wurde auf die Feuerwiderstandsklasse F 180 und die Berechnung des plastischen Moments für den Stützquerschnitt erweitert. Außerdem wurde die brandschutztechnische Bemessung der im Verbundbau gebräuchlichen Anschlußvarianten mit den Angaben aus den Teilprojekten 3 und 4 beschrieben.

Für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundstützen wurden zwei Neuentwicklungen vorgenommen. Das Verfahren "VBBV - Vereinfachte Brandschutztechnische Bemessung von Verbundstützen" ist ein in der täglichen Bemessungspraxis anwendbares PC-Programm, mit dem die Feuerwiderstandsdauer einer Stütze bei vorgegebener Last oder die Traglast für eine bestimmte Feuerwiderstandsklasse berechnet werden kann. Der Typ der Verbundstütze - kammerbetoniertes Stahlprofil, vollständig einbetoniertes Stahlprofil oder betongefülltes rundes bzw. eckiges Hohlprofil - kann angewählt werden. Das Programm benutzt eine integrierte FE-Analyse zur Berechnung der Quer-



schnittstemperaturen und ermittelt die Zustandsgrößen nach einem vereinfachten Ansatz. Die erzielten Berechnungsergebnisse sind in ihrer Streuung vergleichbar mit denen einer exakten Berechnung z.B. mit STABA-F. Das Verfahren VBBV ist daher als "exaktes" Rechenverfahren im Sinne der Eurocodes zu bezeichnen.

Das Verfahren "FRESH - Fire RESistance of H-Profiles concreted between the flanges" wurde in Ergänzung zum o.g. Verfahren für den in der Praxis am häufigsten verwendeten Querschnittstyp der kammerbetonierten Stahlprofile entwickelt. Es ist für die "Handrechnung" geeignet, da auf eine exakte Ermittlung der Querschnittstemperaturen verzichtet wird. In Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse und der Massigkeit des Profils werden festgelegten Querschnittsbereichen Festigkeits- und Elastizitätsmodulreduktionsfaktoren zugeordnet, mit denen die plastische Normalkraft und eine wirksame Steifigkeit berechnet werden können. Die Traglast ergibt sich unter Verwendung von Knickspannungskurven für den Brandfall. Im Gegensatz zu bisher bekannten, ähnlich aufgebauten Verfahren ist der Anwendungsbereich wesentlich erweitert. Es können alle Feuerwiderstandsklassen bis F 180, Biegung um die starke und die schwache Querschnittsachse sowie zentrische und exzentrische Belastung berechnet werden.

Damit stehen dem in der Praxis tätigen Ingenieur nunmehr die notwendigen, rechnerischen Nachweisverfahren zur Verfügung, die eine wirtschaftlich optimierte brandschutztechnische Bemessung von Verbundbauteilen ermöglichen.

## 9 LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Haß, R., Meyer-Ottens, C. und Quast, U.: Verbundbau Brandschutz Handbuch, Berlin: Ernst & Sohn, 1989
- [2] Dorn, T., Haß, R., Quast, U.: Brandverhalten und Bemessung von Anschlüssen zur Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer von Verbundkonstruktionen. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben BAU 6004, Studiengesellschaft für Anwendungstechnik für Eisen und Stahl e.V., P86, Akt. 2.10, Düsseldorf, 1986
- [3] EDIN 4102 Teil 4: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile. Ausgabe August 1992
- [4] Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures; Part 1.2: Structural Fire Design, Second Draft 1992, prepared by PT3 of CEN/TC 250/SC 4
- [5] Quast, U., Haß, R., Rudolph, K.: STABA-F: Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens einachsig gespannter, tragender Bauteile unter Feuerangriff. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984
- [6] Kiel, M.: Analyse brandbeanspruchter, ebener Rahmentragwerke - Ein Beitrag zum definierten Objektschutz. Sonderforschungsbereich 148, Brandverhalten von Bauteilen, TU Braunschweig, 1987
- [7] Cajot L., Franssen, J. M., Schleich, J. B.: Computer Model for the Fire Resistance of Composite Structures. IABSE Symposium, Mixed Structures, Brüssel, 5. -7. September 1990, RPS Report No. 13/91
- [8] Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig: Untersuchungsbericht Nr. 3150/1429 - Dn/bd - vom 29.03.1990 über die Durchführung von drei Brandversuchen nach DIN 4102 Teil 2 (09.77) an Verbundträgern zur Untersuchung der mittragenden Plattenbreite
- [9] Jungbluth, O: Verbund- und Sandwichtragwerke. Berlin, 1986

- [10] Agreement technique/Technische good Keuring ATG 1769, Poutres mixtes acier-beton resistant au feu; Arbed Recherches, Luxembourg 1989
- [11] Arbed - Verbundträger, Informationsschrift der Trade Arbed Luxembourg
- [12] Hass, R., Cajot, L., Schleich, J. B.: The Fire Design of Composite Beams according to the Eurocode 4 Part 10, Structural Fire Design. Nordic Steel Colloquium, Odense, Denmark, 9. - 11. September 1991
- [13] Dorn, T., Hosser, D., Muess, J., Schaumann, P.: Ein rechnerisches Verfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von kammerbetonierten Verbundträgern, Teil 1, Einfeldträger. Stahlbau 59, Heft 12, Berlin, 1990
- [14] Schaumann, P., Hass, R., Falke, J.: Anwendungsbezogene Aufbereitung der neueren nationalen Forschungsergebnisse für Verbundbauteile unter Brandbeanspruchung im Spiegel internationaler Bemessungsvorschläge. Forschungsbericht, Düsseldorf 1992
- [15] DIN 18806 Teil 1: Verbundstützen. Ausgabe März 1984
- [16] Jungbluth, O., Gradwohl, W.: Berechnen und Bemessen von Verbundprofilstäben bei Raumtemperatur und unter Brandeinwirkung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Berlin 1987, Heft 382
- [17] Stahlbau Handbuch, Teil 1, Köln, 1982
- [18] ECCS - TC 3 - Technical Note No. 55: Calculation of the Fire Resistance of Centrally Loaded Composite Steel-Concrete Columns Exposed to the Standard Fire, Brüssel, 1988
- [19] Klingsch, W., Muess, H., Wittbecker, F.-W.: Ein baupraktisches Näherungsverfahren für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundstützen. Bauingenieur 63 (1988)
- [20] Gradwohl, W.: Zur wirklichkeitsnahen Berechnung von Stahlwanzprofilstützen und Verbundstützen unter Normbrand-Einwirkung. Darmstadt, 1990
- [21] Dorn, T., Hass, R., Kordina, K.: Brandverhalten von Verbundstützen und -trägern. Mitteilungen des Instituts für Bautechnik, 19. Jahrgang, Heft 4, Berlin, 1988

- [22] Klöppel, K., Petri, R.: Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Kehlnähten. Stahlbau, Heft 1, 1966
- [23] ANSYS - Engineering Analysis System, Users Manual Revision 4.4, Swanson Analysis System Inc., Houston, Pennsylvania, USA, 1989
- [24] Comité Euro-International du Béton (CEB): "CEB-FIP Model Code 1990". Bulletin d'Information No. 204, 1991
- [25] Dorn, T.: Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützen-Anschlüsse. Dissertation, Braunschweig, 1993
- [26] Hönig, O., Klaus, J.: Brandschutz von Anschlüssen bei Stahlverbundkonstruktionen mit einem Strahlungsschutzschirm. Abschlußbericht, AIF-Nr. 7059, DAST-Nr. P86/04, Braunschweig 1988
- [27] Hosser, D., Dorn, T., Kiel, M., Richter, E.: Praxisgerechte brandschutztechnische Auslegungsverfahren. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben im Auftrag des BMBau, Az B/6B-8107 88-9, Braunschweig, Januar 1991
- [28] Stiller, J.-H.: Untersuchung zur Vereinfachung der Berechnung brandbeanspruchter Stahlbetonbauteile. SFB 148, Arbeitsbericht 1984 - 1986, Teil I, Band B, Braunschweig 1987
- [29] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton: Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen. Heft 220, Berlin, 1979
- [30] Becker, J., Bizri, H., Bresler, H.: FIRES-T, A Computer Program for the Fire Response of Structures - Thermal. University of California, Fire Research Group, Report No. UCG FRG 77-15, Berkeley, 1974
- [31] Richter, E.: Spannungs/Dehnungs-Linien zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Konstruktionsbauteilen unter Feuerangriff. SFB 148, Arbeitsbericht 1984 - 1986, Teil I, Braunschweig, 1987
- [32] Henke, V.: Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonstützen - baupraktische Bemessung. Mitteilung 78/6 - 1 aus dem SFB 148, Braunschweig, 1978

- [33] Haß, R.: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Heft 69, 1986
- [34] Holsten, H.: Rechnerische Untersuchung der wirksamen Biegesteifigkeit hochtemperaturbeanspruchter Verbundstützen. Diplomarbeit, iBMB der TU Braunschweig, 1992
- [35] Commission of the European Communities: Practical Design Tools for Composite Steel-Concrete Konstruktion Elements Submitted to ISO-Fire Considering the Interaction between Axial Load  $N$  and bending Moment  $M$ . Refao III, Final Report No. 3/90, Luxembourg 1991

10  
100  
1000

20 - 1990

01.10.1990